

ER BAUINGENIEUR

ITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

Herausgeber: Prof. Dr.-techn. h. c. Dr.-Ing. K. Sattler / Berlin

Mitherausgeber: Prof. Dr.-Ing. A. Mehmel / Darmstadt

SPRINGER-VERLAG BERLIN GÖTTINGEN HEIDELBERG

1960

10

 **KRUPP**

Groß-Schaufelradbagger mit Verladeanlage

Besondere Merkmale:

Unabhängige Fahrbewegungen von Bagger und Verlade-
anlage durch ausziehbare Verbindungsbandbrücke

Kammerloses Schaufelrad für hohe Schnittgeschwindigkeit
und Förderleistung

Einstellbare Schaufelradrinne verhindert Materialverluste

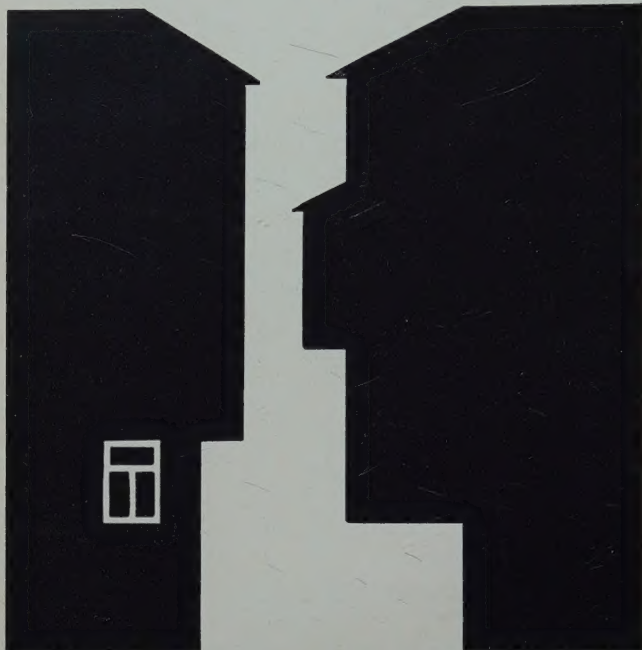
Verladeanlage auf Raupen für Zweigleis-Beladung mit
großem Verstellbereich für die Beladebänder

Scheibenbrecher für Kohlezerkleinerung



FRIED. KRUPP MASCHINEN- UND STAHLBAU RHEINHAUSEN

Entfernungsmesser hoher Genauigkeit ohne Basis im Zielpunkt



Basis-Reduktions-Tachymeter BRT 006

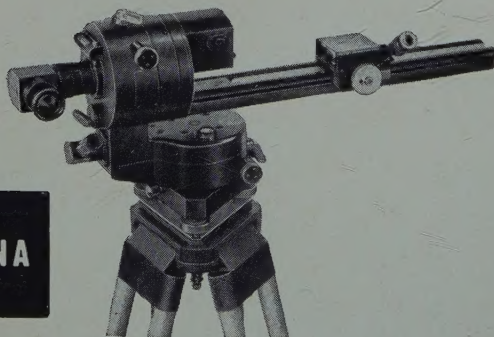
außerdem
Kompensator-Nivellier Koni 007
Tachymeter-Theodolit Theo 020
mit automatischem Höhenindex

Vertrieb für die Bundesrepublik

Werner Jähnert, Göttingen

Weender Landstraße 6 - Hochhaus

Generalvertretung der optischen Werke JENA



aus JENA

JENOPTIK JENA GmbH

Der Freileitungsbau

Von Dipl.-Ing. HERMANN RIEGER, Erlangen

Mit 164 Abbildungen und 58 Zahlentafeln im Text
und in einer Tasche. VIII, 312 Seiten Gr.-8°. 1960.
Ganzleinen DM 45,—

INHALTSÜBERSICHT

Planung und Berechnung der Freileitung: Wahl der Spannung. Bestimmung der Leitungsfucht, Aufnahme im Gelände und Auswertung. Wahl des Mastbildes. Ermittlung der Seilbeanspruchung, Festlegung der Spannweite und Berechnung des Durchhanges. Anordnung der Leitungen und Sicherheitsabstände. Beispiele und Erfahrungswerte ausgeführter Leitungen · Drähte und Seile: Einteilung der Leiter nach den Bauformen. Werkstoffe der Leiter · Isolatoren: Ausführungsformen der Isolatoren für Starkstromfreileitungen. Werkstoffe der Isolatoren. Fertigung. Prüfverfahren. Bemessung der Isolatoren. Das Fremdschichtproblem. Das betriebsmäßige Verhalten der Leitungsisolatoren. Spannungsverteilung an Isolatoren und Isolatorenketten · Armaturen, Verbinder und Schwingungsdämpfer: Vorschriften für die Bemessung und Ausführung. Konstruktive Einzelheiten. Steuerung der elektrischen Feldstärke und des Lichtbogens. Schwingungsdämpfer · Erdungen und Erdseilschutz: Schutzerdungen. Anordnung der Erdseile und Blitzschutzerdung. Betriebs-erdung. Prüfung der Erdungsanlagen · Maste und Traversen: Holz-, Stahl- und Betonmaste. Sondermaste und Portale. Querträger und Erdseilstützen. Äußere Lasten, Eigengewicht, Eis, Wind, Züge in Winkelpunkten. Belastungsannahmen. Berechnung der Maste · Gründungen: Untersuchung des Baugrundes. Arten der Gründungen. Berechnung der Gründungen. Herstellung der Gründungen · Montage der Freileitungen: Allgemeine Vorarbeiten. Transporte. Herstellen der Gründungen. Aufrichten der Maste. Auflegen und Regulieren der Leiter · Schriftumsverzeichnis · Sachverzeichnis.

SPRINGER-VERLAG

BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG



Besonders glatte Oberflächen

Stahlkonstruktionen aus dünnen Profilen erfordern in vielen Fällen eine nachträgliche Bearbeitung durch Anstrich, Verzinnen, Verzinken oder Emaillieren. Anspruchsvolle Weiterverarbeiter — die zu rechnen wissen — verlangen daher für ihre Fertigung ein Material von absolut glatter Oberfläche.

Unsere Abnehmer kennen und schätzen die Oberflächenbeschaffenheit der auf unserer Feineisenstraße gewalzten Profile.

Der neue Prospekt „Feineisenstraße“ enthält neben interessanten Einzelheiten über die technische Ausrüstung und Arbeitsweise dieser modernsten Anlage in der Bundesrepublik auch das ausführliche Walzprogramm.

Unsere Verkaufsabteilung sendet Ihnen diese Schrift auf Wunsch gern zu.

**HOESCH AG WESTFALENHÜTTE
DORTMUND**



Statik der Pfahlwerke

Von Dr.-Ing. habil. FRIEDRICH SCHIEL,
Professor an der Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo

Mit 71 Abbildungen. VIII, 148 Seiten Gr.-8°. 1960.

Ganzleinen DM 28,50

INHALTSÜBERSICHT

Einleitung · Das allgemeine Pfahlwerk: Aufgabenstellung. Erklärung und Bezeichnung der Grundgrößen. Gleichgewichtsbedingungen; Pfahlkräfte. Matrizenschreibweise. Einflußvektoren. Zahlenbeispiel · Transformation des Bezugssystems: Aufstellung der Transformationsmatrix. Elastische Achsen. Degenerierte Pfahlwerke. Transformation zerfallener Matrizen · Das nichtallgemeine Pfahlwerk: Pfahlwerk mit parallelen Pfählen. Ebenes Pfahlwerk. Pfahlwerk mit einer Symmetrieebene. Pfahlwerk mit zwei Symmetrieebenen. Ersatzpfähle für Pfahlgruppen. Fiktive Pfähle nach ASPLUND · Eingespannte Pfähle: Allgemeines. Der Einzelpfahl. Allgemeines Berechnungsverfahren. Vereinfachungen in Sonderfällen · Nichtelastische Pfahlwerksberechnung. · Knickung von Pfahlwerken: Der Einzelpfahl. Das Pfahlwerk mit parallelen Pfählen. Das Pfahlwerk mit beliebigen Pfählen · Entwurf von Pfahlwerken: Allgemeines. Der wirtschaftliche Pfahlbock. Ebene Pfahlwerke. Pfahlwerke mit wenig Pfählen · Trigonometrische Tafeln · Literatur- und Sachverzeichnis.

SPRINGER-VERLAG · BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

LORENZ Beton-Bohrpfahl

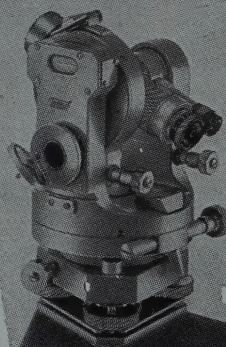
bei unsicherem Baugrund,
bedrohten Bauwerken,
Spundwandverankerungen
u. sonstigen Tiefgründungen



ALLGEMEINE BAUGESELLSCHAFT LORENZ-BAU ALLGEMEINE BAUGESELLSCHAFT
LORENZ & CO. M.B.H. G. M.B.H. LORENZ & CO. M.B.H.
BERLIN-WILMERSDORF ISERLOHN LÜBECK-HAMBURG-KIEL
BREMERHAVEN

VERMESSUNGS-INSTRUMENTE

Nivelliere
Theodolite
Tachymeter
Grubengeräte
und Zubehör



Fennel
KASSEL

KLEINER ING.-THEODOLIT

OTTO FENNEL SÖHNE KG · KASSEL



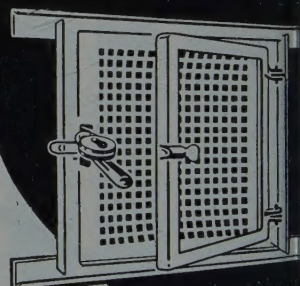
Ich

bevorzuge das Gifega-
Stahl - Kellerfenster, -
denn es ist vollendet
in der Konstruktion,
erstklassig im Material
und rationell in der
Montage.

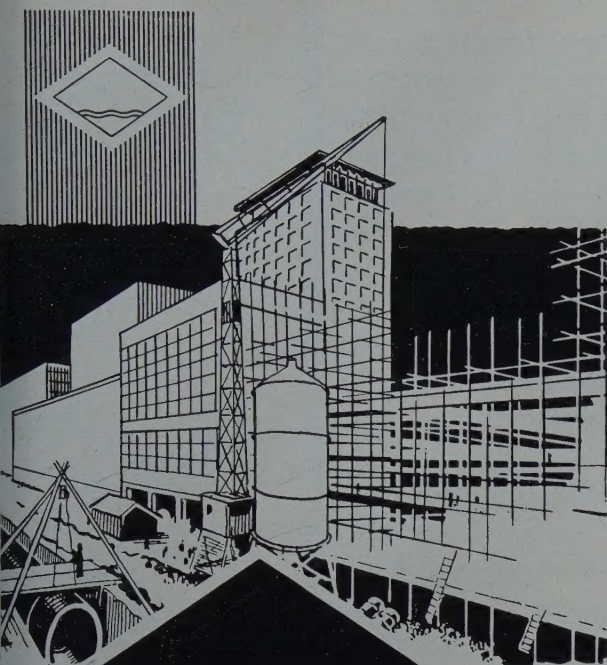
Fordern Sie Prospekt.

Gifega
STAHL-
KELLERFENSTER

Formschön
und
vollendet
D.B. PATENT



ESSEN · POSTFACH 45



INERTOL

QUALITÄT

entscheidet auch beim

BAUTENSCHUTZ

Zur **Isolierung** und Abdichtung von Fundamenten, Behältern und Rohrleitungen,

zum **Schutz** von Beton, Putz und Stahl gegen Feuchtigkeit und chemische Einflüsse,

zur **Erhaltung** und Pflege von Dächern aus Asbestzement, Blech und Dachpappe,

zur **Förderung** von Hygiene und Sauberkeit in Wasch-, Brause- und Arbeitsräumen

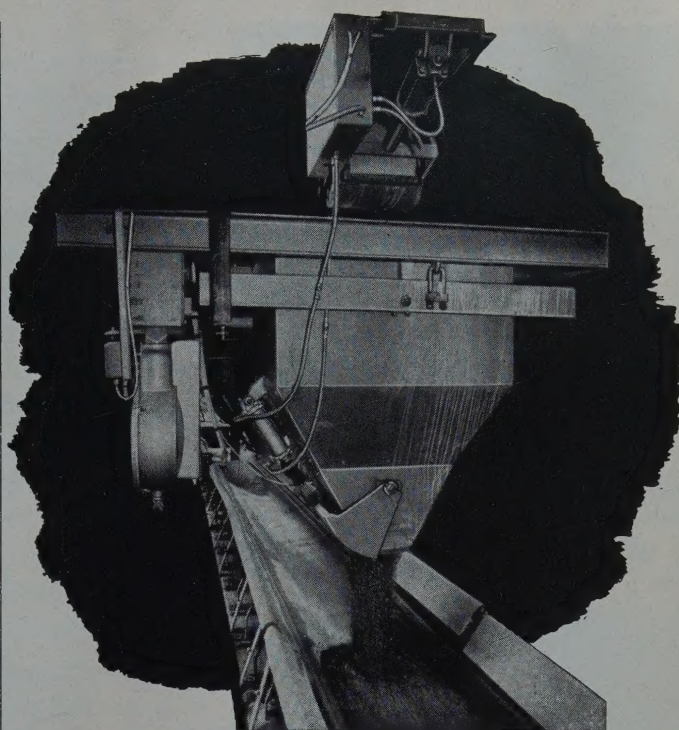
liefern wir hochentwickelte, seit Jahren bewährte Spezialanstriche, welche in vielen Fällen zugleich auch farbige Gestaltungsmöglichkeiten bieten.

Unsere reichen Erfahrungen sind Ihr Vorteil.

Wir beraten Sie gerne.

LECHLER
BAUTENSCHUTZCHEMIE

FIRMA PAUL LECHLER STUTTGART
UND GELSENKIRCHEN/BUER



Terminnöte . . .

Die verfügbaren Zeiten sind heute so kurz, daß speziell bei Großbauten zur weitgehenden Automatisierung der Betonherstellung gegriffen werden muß. Ja, von der maschinenmäßigen Aus-
rüstung des Bauunternehmers hängt in vielen Fällen die Vergabe von Großaufträgen ab. – Hier ist jeder seiner Konkurrenz voraus, der eine vollautomatische Pfister-Wiege-

EIN
AUS



anlage einsetzen kann: zwei bis drei Arbeiter schaffen in kürzester Zeit jede gewünschte Menge Beton, noch dazu in gewichtsmäßig bestimmter Zusammensetzung! Fordern Sie unseren Prospekt W148, er zeigt Ihnen eine Reihe gut überlegter Baustellen, die mit der modernen Gewichts-Vorwahl der Pfister-Wiegeautomatik ausgerüstet sind.

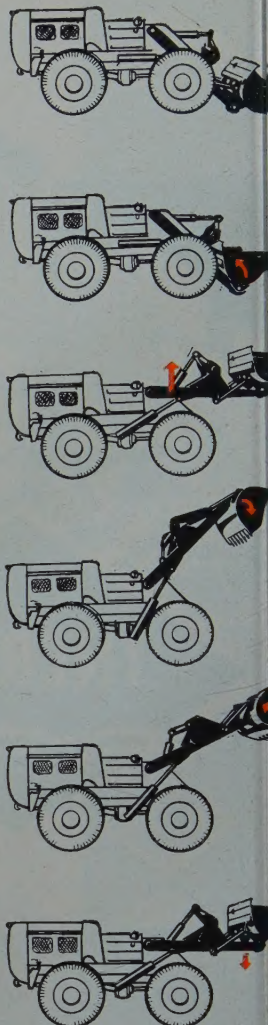
Pfister-Waagen Augsburg

Sekunden, Sekunden, Sekunden...

... sie zählen, wenn es um Ladeleistung geht. Der HANOMAG-Schaufellader B 70 AF ist hier Meister. Kein Wunder bei seinen bis ins letzte durchdachten Ausrüstungen: Einhebelbedienung für das hydraulische Ladegerät, Einhebelbedienung auch für den Vorschub und das Reversieren – da spart man bei jedem Arbeitsspiel kostbare Zeit.

Für die Sicherheit des Fahrers wurden alle erdenklichen Vorkehrungen getroffen. Es gibt beim Aufbau dieser Maschine keine Einengungen; weder Laderarme noch andere Konstruktionselemente behindern den Fahrer.

Ob auf Baustellen, im Tagebau, in Sandgruben, in Steinbrüchen, an der Wand oder in Fabrikationsbetrieben – überall überzeugt der B 70 AF durch Leistung und Wirtschaftlichkeit. Sie sollten ihn kennenlernen. Wir informieren Sie gern ausführlich.



Der HANOMAG-Schaufellader ist nach den gleichen Grundsätzen gebaut wie die in aller Welt bewährten HANOMAG-Planier- und Laderraupen.



RHEINSTAHL HANOMAG

HANNOVER

Inhaltsübersicht

Seite

K 624.93/.94.032.22 : 725.23.011.27 (43-2.33)	
<i>Dipl.-Ing. G. Merkel und Dipl.-Ing. H. Bischoff, Dortmund:</i>	
as Rheinstahl-Hochhaus in Essen als Ingenieurbauwerk	
Mit 10 Abbildungen	365
K 624.953.074.4 : 624.041 : 624.131.522.3	
<i>Dipl.-Ing. E.-A. Rose, Hannover:</i>	
in Beitrag zur Berücksichtigung der elastischen Bettung bei Rotationsschalen	
Mit 6 Abbildungen	371
K 624.21.036.7 : 624.21.012.46 : 69.058.2	
<i>Dipl.-Ing. G. Keresztury, Saarbrücken:</i>	
essungen an Spannbeton-Trägerrostbrücken	
Mit 7 Abbildungen	374
K 624.21.094.3 : 624.059.324 : 624.154.9	
<i>Dipl.-Ing. H. W. Schlegel, Wuppertal:</i>	
cherung der in Bewegung geratenen Widerlager einer Eisenbahnbrücke mit Hilfe von Verankerungspfählen	
Mit 13 Abbildungen	376
K 624.072.33 : 624.074.04	
<i>Prof. Dr.-Ing. H. Craemer, Fischerhude über Bremen:</i>	
ahmenartige Tragwerke nach DIN 1045	
Mit 3 Abbildungen	383
K 624.072.324	
<i>Mok-Kong Shen, Karlsruhe:</i>	
er Bogenträger des kleinsten Volumens	
Mit 3 Abbildungen	385
K 627.891.001.86 (449)	
<i>Prof. Dipl.-Ing. Dr. H. Grengg, Graz:</i>	
e Lehre der Talsperrenkatastrophe Malpasset-Frejus	386
K 624.94.016.716 : 69.032.22 : 72.011.27 (747)	
<i>Dr.-Ing. W. Weiss, Traunstein und Freeport/N.Y.:</i>	
r große Spiegel	
Mit 5 Abbildungen	388
K 621.317.39 : 624.131.37 : 624.131.4/.5	
<i>Dipl.-Ing. B. Prange, Berlin:</i>	
uartiges Verfahren zur Messung bodenmechanischer Zustandsgrößen	
Mit 2 Abbildungen	389

Fortsetzung umseitig

Kurze Technische Berichte

DK 624.9.074.002.2.003.1 (420) (047.6)

Eine englische Untersuchung über die wirtschaftliche Gestaltung tragender Konstruktionen im Ingenieurhochbau

Mit 4 Abbildungen

DK 627.84 : 624.861 (420) (047.6)

Bau einer Anlegebrücke in Northfleeth an der Themse

Mit 3 Abbildungen

DK 621.643 : 69.034.5 : 628.241.2 : 628.392 (047.6)

Rohrverlegung im Ozean

Mit 4 Abbildungen

DK 624.152.61 : 624.191.95 (047.6)

Ein neues Wasserhaltungsverfahren

Mit 1 Abbildung

DK 627.825 : 666.97.031.5 (282.5 : 449)

Bau der Staumauer von Bimont bei der Erweiterung des Verdonkanals

Mit 5 Abbildungen

DK 624.971.014.2.004.68:69.059.5:621.315.668.2 (047.6)

Anheben von Freileitungsmasten bei in Betrieb befindlichen Leitungen

Mit 3 Abbildungen

DK 627.2 (667) (047.6)

Tema, der neue Hafen von Ghana

Mit 5 Abbildungen

Buchbesprechungen

Bandstraßen im Baubetrieb

Ein Leitfaden für die Praxis

Von Dr.-Ing. HEINRICH ECKERT, München

Mit 57 Abbildungen. VIII, 201 Seiten Gr.-8°. 1957.

Ganzleinen DM 37,50

„...Das Werk umfaßt zwei Hauptteile: Die Auswahl der Geräte und die Kostenermittlung. Bei der Auswahl der Geräte wird unter Beifügung reichhaltigen Tabellen- und Bildmaterials näher auf das Gurtband hinsichtlich der Auswahl, Pflege und Montage eingegangen, auf die Bandverbindungen, ferner auf die Bandtragekonstruktionen einschl. Betriebs- und Umkehrstationen, Traggerüsten sowie auf sonstige Betriebseinrichtungen und Hilfsgeräte. Die Kostenermittlung umfaßt die Bemessung der Anlage auf Grund der geforderten Leistung, das Bestimmen des Kraftbedarfs, der Bandkonfektion, ferner die Beschaffungskosten der Geräte, die Frachtaufwendungen sowie auch die Abschreibung und Verzinsung. Die letzten Abschnitte sind den Instandhaltungs-, den Betriebsstoff- und den Lohnkosten gewidmet.

Der Leitfaden ist in seiner Vielseitigkeit nicht nur für den Unternehmer eine wertvolle Hilfe bei der Planung und Kostenermittlung einer Bandstraßenanlage, sondern erleichtert auch dem Hersteller das Ausarbeiten von Angeboten.“ *VDI-Zeitschrift*

SPRINGER-VERLAG

BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

Das Rheinstahl-Hochhaus in Essen als Ingenieurbauwerk

Von Dipl.-Ing. G. Merkel und Dipl.-Ing. H. Bischoff,
Ingenieurbüro Rhein-Ruhr GmbH., Dortmund

K 624.93/.94.032.22 : 725.23.011.27 (43 - 2.33)

1. Allgemeines

Die Rheinischen Stahlwerke standen im Zuge ihrer Neuordnung vor der Notwendigkeit, die Hauptverwaltung ihres großen Konzerns in Essen zusammenzufassen. Da das dort vorhandene Arenberghaus für diese Aufgabe zu klein war, wurde ein Neubau in Aussicht genommen.

Zehn namhafte Architekten wurden 1956 aufgefordert, Entwürfe auszuarbeiten. Auf Grund des Gutachtens eines Sachverständigen-Gremiums unter Führung von Professor Dr. Hollatz entschied sich der Vorstand für den Wettbewerbsentwurf von Chefarchitekt Dipl.-Ing. Kleinwort der Ingenieurbüro Rhein/Ruhr GmbH., Dortmund. Auf dem in Essen neben dem Arenberghaus zur Verfügung stehenden Gelände konnte das umfangreiche und vielseitige Raumprogramm nur in einem Hochhaus erfüllt werden; so entstand ein 23geschossiger Baukörper mit einer Länge von 50 m, einer Höhe von ca. 80 m und einer reinen Nutzfläche von 9500 m².

Die Ausarbeitung der endgültigen Planung wurde dem Architekten Professor H. Dustmann, Düsseldorf (der zur Aufstellung des eigentlichen Entwurfs zugezogen wurde) und der Ingenieurbüro Rhein/Ruhr G.m.b.H., Dortmund (Chefarchitekt Dipl.-Ing. Kleinwort) übertragen. Die ingenieurmäßige Bearbeitung übernahm die Ingenieurbüro Rhein/Ruhr G.m.b.H. Als Prüfenieur und Sachverständiger für Sicherungen gegen Bergschäden wurde Professor Dr.-Ing. Luetkens zugezogen. Die bodenmechanischen Untersuchungen wurden vom Erdbaulaboratorium Dr.-Ing. Schmidbauer, Essen durchgeführt.

Gleichzeitig wurden beide Architekten mit der Bauleitung betraut.

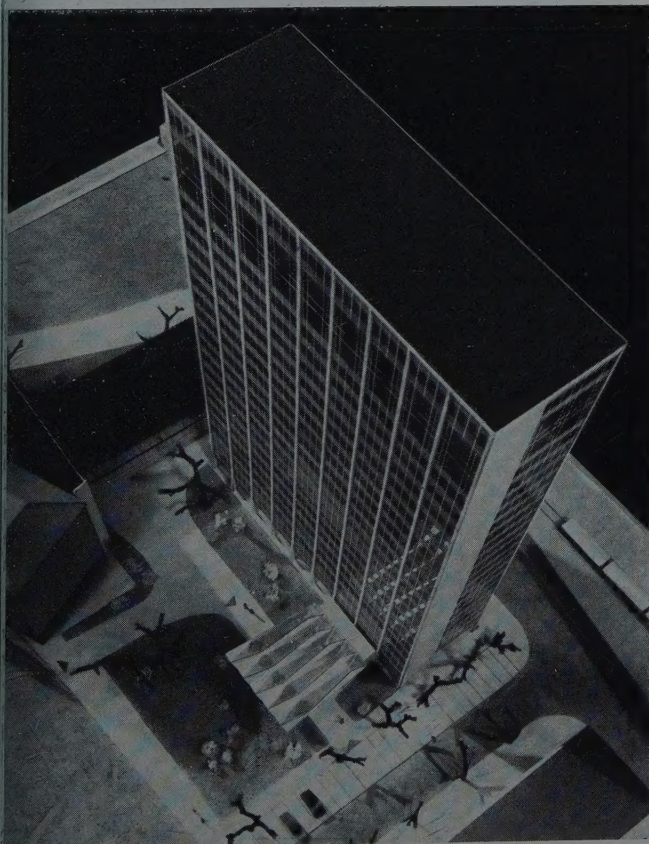


Abb. 1. Modell.

2. Wahl der Konstruktionsart

Auf Grund des Architekten-Entwurfes wurden Lösungen in Stahl-, Stahlbeton und in Mischbauweise eingehend

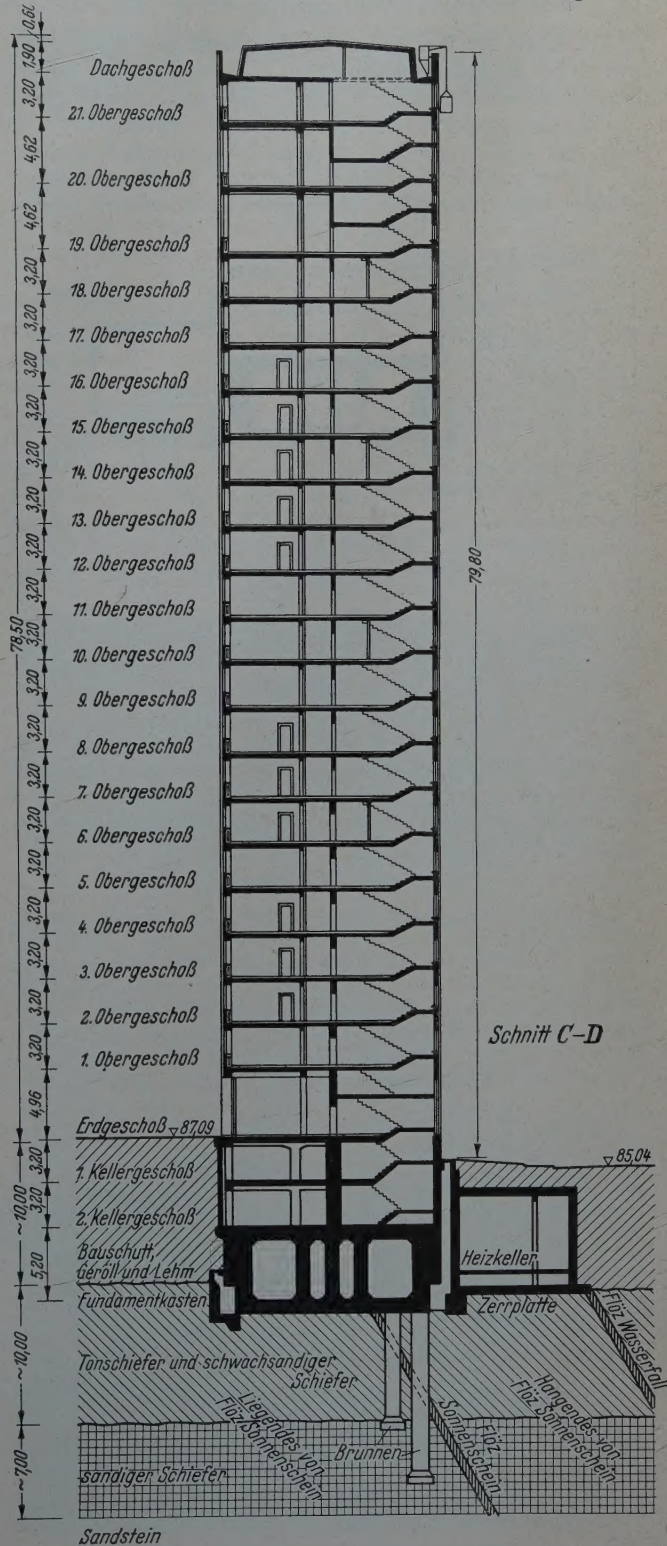


Abb. 2. Querschnitt und Bodenprofil mit vorhandenen Kohleflözen.

untersucht. Der Bauherr entschloß sich zur Mischbauweise, bei der der Kern, der die Fahrstühle und Treppenhäuser umschließt, in Stahlbeton, die gesamte andere Konstruktion als Stahlskelett mit Betondecken hergestellt wird. Folgende Vorteile der beiden Bauarten wurden somit ausgenutzt:

Die aus Feuersicherheitsgründen erforderlichen Treppenhäuswände konnten als tragende Konstruktion für die Aufnahme der waagrechten Kräfte ausgenutzt werden, die Stahlkonstruktion gestattete eine weitgehende Vorfertigung in der Werkstatt und daher eine schnelle Montage.

3. Gründung

a) Baugrund

Die Lage des Bauplatzes im Bergbauegebiet machte umfangreiche Bodenuntersuchungen und geologische Erkundungen erforderlich. Durch Kernbohrungen wurden die in Abb. 2 dargestellten Bodenverhältnisse festgestellt, und zwar von + 87 m bis + 77 m über NN: Bauschutt und Geröll, darunter Karbonschichten, und zwar bankiger, sandiger Schiefer bzw. Sandstein. In einigen Bohrlöchern wurden

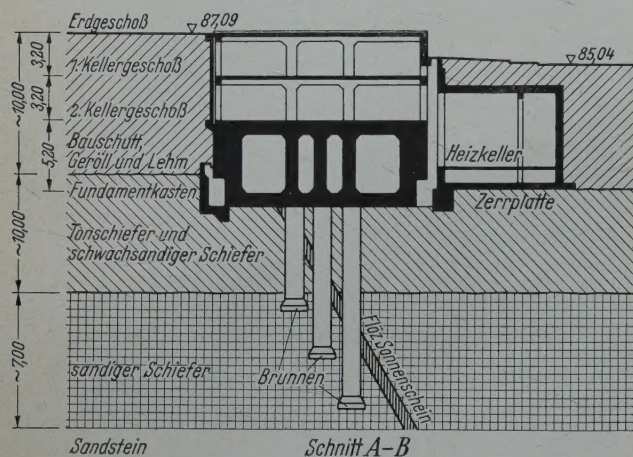


Abb. 3. Hohlkasten mit Stahlbetonbrunnen.

die Kohlenflöze Sonnenschein, Schöttelchen und Wasserfall erbohrt, deren Streichen, Einfallen und Mächtigkeit durch Ausschachtungen und Studium von Grubenbildern genauer ermittelt wurden (s. Abb. 2).

b) Abbauverhältnisse

Die Flöze Sonnenschein und Wasserfall sind vor 1860 (ab 1860 liegen bei den Zechen amtliche Grubenbilder vor) im Stollenbau oberflächennah abgebaut worden. Der Abbau erfolgte im Pfeilerbruchbau (ohne Bergeversatz unter Stehenlassen von Kohlepfeilern); damit das Gebirge beim Abbau nicht hereinbrach. Dieser oberflächennahe Abbau reichte von der Karbonoberkante bis etwa + 70 m ü. NN (ca. 17–20 m unter Gelände). Der spätere Tiefbau begann bei ca. + 19 m ü. NN (ca. 70 m

unter dem Gelände) und ging ca. 400 m tief. Um 1895 stellte die Zeche im Bereich des jetzigen Hochhauses den Abbau wegen der sich immer stärker bemerkbar machenden Bergschäden den Häusern dieses Stadtteiles ein.

c) Bergbauliche Einwirkungen

a) Die Grubenfelder unter dem Hochhausbereich. Die Zeche betrachtet das Grubenfeld, in welchem das Hochhaus liegt, Reserve-Feld; sie baut zwar vorläufig hier nicht ab, ist aber andererseits nicht bereit, auf den Abbau zu verzichten, um in späteren Zeiten freie Hand zu haben. Bei den Überlegungen über für das Hochhaus zu wählende Gründung mußte also die Möglichkeit eines späteren Abbaues berücksichtigt werden. Selbst wenn sich die Zeche zu einem Abbauverzicht der höher gelegenen Flözpartien entschließen sollte, besteht bei erneutem Abbau in größerer Tiefe die Möglichkeit, daß die zur Zeit in Ruhe befindlichen früheren Baue wieder in Bewegung kommen. Entlang dem Einfallen der Flöze könnte sich eine Gleitfläche ausbilden, das Hangende abrutschen und an der Oberfläche ein Tagesbruch auftreten. Diese Verhältnisse, vor allem der aus Abb. 2 hervorgehende Verlauf (Streichen) des Flözes Sonnenschein diagonal durch den Baugrund, erforderten besondere Maßnahmen bei Gründung.

β) Die Grubenfelder in der Nachbarschaft des Hochhausbereiches. In den Nachbarfeldern geht im Einwirkungsbereich des Hochhauses auch heute noch Abbau um. Es sind dadurch Überzugwirkungen zu erwarten, die Senkungen, Zerrungen und Schiefstellung der Bodenoberfläche ergeben können.

4. Hohlkastenfundament als Sicherung gegen bergbauliche Einwirkung

a) Wahl der Konstruktion

Nach eingehenden Verhandlungen mit den Bergbauautoritäten verständigen der in Frage kommenden Zechen und der Bauherrn wurde im Einvernehmen mit Prof. Dr.-Ing. Lueken der Entschluß gefaßt, das Hochhaus im Liegenden des Flözes Sonnenschein auf einem Hohlkasten zu gründen. Das bedeutet, daß ein Teil des Hochhauses über das Liegende des Flözes auskragt. Um die Auskragung auf ca. Hälfte zu verringern, wurde ein Teil der auskragenden Fläche des Hochhauses durch Brunnen auf das Liegende vom Flöz Sonnenschein abgestützt (Abb. 3).

Die Brunnen (Abb. 4) haben Durchmesser von 1,3 m, eine Tragkraft von 450 t–700 t und reichen etwa 6 m in das Liegende hinein, damit sie bei evtl. Abrutschen der hangenden Gebirgsscholle fest im Liegenden verankert sind. Die Brunnen erhielten damit eine Länge bis zu 20 m. Zur Aufnahme der großen Kragmomente sind die Wände und Decken des untersten Kellergeschosses zu einem Hohlkasten zusammengefaßt, der eine obere und untere Platte aus 5 Längs- und 10 Querscheiden hat. Um auftretende Zerrkräfte abzumindern, wurden zwischen dem Hohlkasten und dem darunter angeordneten Unterbeton Malchowplatten, bestehend aus zwei dünnen Kupferfolien mit dazwischen liegender Schmierschicht, eingelegt. Die Malchowplatten senken den Reibungswert zwischen Beton und Erdreich, üblicherweise $\mu = 0,4$ auf etwa $\mu = 0,1$ herab. Die Kosten der Zerrbewehrung sanken dadurch erheblich.

b) Ausrichtmöglichkeit

Da durch Einwirkungen aus einem evtl. späteren Abbau sich das Hochhaus schiefe stellen könnte, ist eine Ausrichtmöglichkeit vorgesehen worden. An den beiden Längsseiten des Hohlkastens sind Kragkonsole angeordnet, unter den

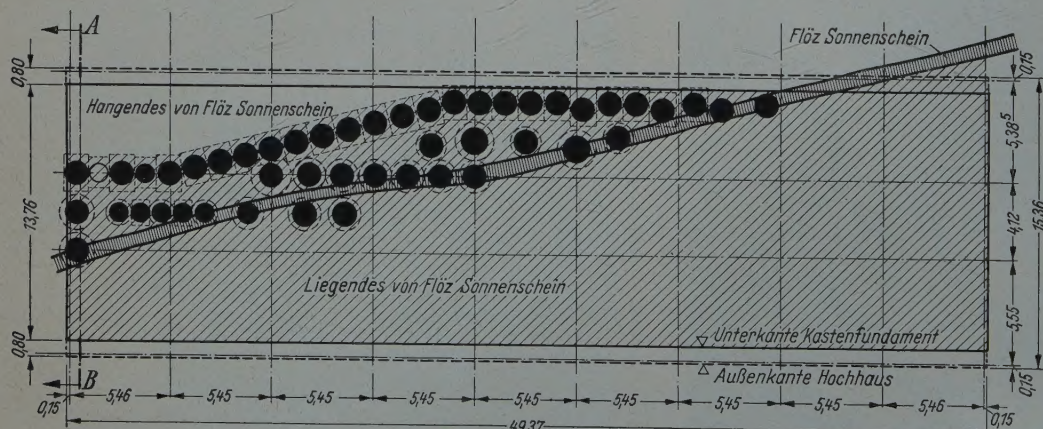


Abb. 4. Brunnengründung.

äter Pressen für das Anheben angesetzt werden können.

Es sind Einsteigeöffnungen und beiderseitig der Längs-
iten Gänge vorgesehen, damit die Kragkonsolen zugäng-
h sind und nicht erst freigelegt werden müssen. Das zu
ebende Gesamtgewicht des Hochhauses beträgt (mit
utzlast) rund 38 000 t; das ergibt bei einer Länge des
ebäudes von 49,00 m eine Last von $p = 390 \text{ t/lfdm}$ Längs-
ite. Unter Berücksichtigung der Kräfte, die aus etwaigem
erddruck überwunden werden müssen, ist also je lfdm
ne Presse von ca. 500 t Hubkraft anzusetzen. Nach dem
heben und Ausrichten können die klaffenden Fugen in
r Sohle des Bauwerkes von dem begehbaren Hohlkasten-
ndament aus mit Zement ausgepreßt werden. Um ein
ften der Malchowplatten an dem Beton der Hohlkasten-
hle bei einem Heben zu vermeiden, sind über den
alchowplatten ein Schutzstrich und darauf Hartfaser-
atten mit Ölpapier eingebaut.

c) Statik

Das Hohlkastenfundament ist flach gegründet und kragt
der Nordwestecke über die Brunnen aus (Abb. 4). Das
urch den Kragarm entstehende Moment wird über den
ohlkasten eingeleitet und mit folgenden Lastfällen über-
gert:

1. Wind von Süden, Erddruck von Süd, max V;
2. Wind von Norden, Erddruck von Nord, max V;
3. Wind von Ost, Erddruck von Süd, max V;
4. Wind von West, Erddruck von Süd, max V;
5. Wind von Süd, Erddruck von Süd, min V.

Die tragende Grundfläche des Hohlkastens ist aus
bb. 4 zu ersehen (schraffiert); sie ist infolge der Aus-
agung unregelmäßig. Für sie wurde unter Annahme, daß
s Fundament starr ist, die Spannungsnulllinie ermittelt,

anschließend konnten die Bodenpressungen errechnet wer-
den. Mit Hilfe der Gleichgewichtsbedingungen $\sum H =$
 $\sum V = \sum M = 0$ wurden die Schnittkräfte an den einzelnen
Scheiben in der Längs- und Querrichtung bestimmt.

Für die Ermittlung der Zerrkräfte in der Sohle des
Hohlkastens wurde der Lastfall Eigengewicht + 25 % der
Nutzlast (in den Maschinen- und Installationsräumen volle
Nutzlast) zugrunde gelegt. Daraus ergaben sich die Zerr-
kräfte zu $Z = \mu P = 0,1 \cdot P$ bzw. die Zerrbewehrung $F_e =$
 Z/σ_e (wobei $\sigma_e = 3 600 \text{ kg/cm}^2$ die um etwa 10 % ver-
minderte Streckgrenze von St III b ist). Die Zerrbewehrung
wurde in Quer- und Längsrichtung eingelegt (Abb. 5). Für
das Ausrichten mittels hydraulischer Pressen erfolgte die Be-
rechnung des Fundamentkastens in Querrichtung als Balken
auf zwei Stützen. Das Anheben einer Längsseite des Kellers
um 6 cm gestattet den Ausgleich einer Schiefstellung von
ca. 42 cm an der Spitze des Hochhauses.

d) Kellergeschosse

Die Frage, ob man die Hohlräume des steifen Kastens
als Keller verwenden könnte, wurde nach gründlichen
Untersuchungen verneint. Die Belüftung und Klimatisie-
rung dieser Räume hätten erhebliche Kosten verursacht.
Die Türöffnungen der Wandscheiben wären für das auf
Biegung und Torsion beanspruchte Kastenfundament sta-
tisch äußerst ungünstig gewesen. Der erste und zweite
Keller wurden daher als Stahlbetonskelett über dem Hohl-
kastenfundament angeordnet. In den Kellern wurde die
Be- und Entlüftungsanlage für das erste bis achtzehnte
Geschoß untergebracht. Die Stahlbetonstützen der Keller-
geschosse übertragen die Lasten aus den Stahlstützen des
Erdgeschosses in den Hohlkasten. Die Erddruckkräfte wur-
den durch die Unterzüge und Decken in das Kernbauwerk
und in die äußeren Querscheiben übertragen. Um keine

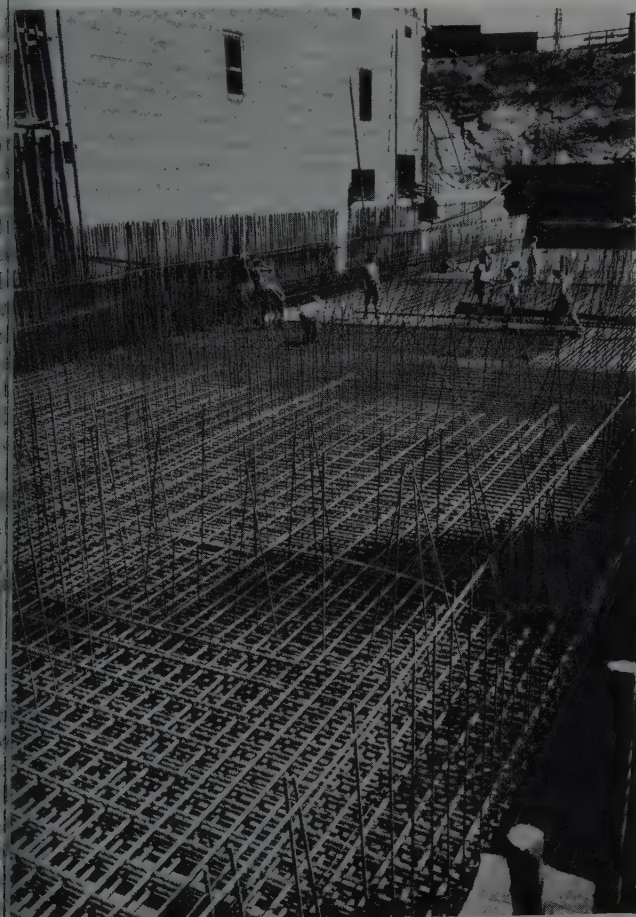


Abb. 5. Bewehrung des Hohlkastens.



Abb. 6. Das Kernbauwerk ist betoniert.

Spannungen aus evtl. bergbaulichen Einwirkungen in den Kellerlängswänden zu erhalten, wurden die Außenlängswände und die Lichtschächte in Einzelscheiben aufgelöst, vor die Betonstützen des Kellergeschosses gestellt und nicht mit der tragenden Stahlbetonkonstruktion verbunden. Für den Hohlkasten und die beiden Keller mußten etwa 17 000 m³ Boden ausgehoben werden, 6 500 m³ Beton und 1 150 t Stahl wurden verbraucht. Die Bewehrung betrug somit ca. 175 kg Stahl/m³ Beton.

5. Kernbauwerk

a) Allgemeines

Der Betonkern (Abb. 6) umschließt fünf Personenaufzüge, einen kombinierten Personen- und Lastenaufzug, zwei Treppenhäuser, sowie die Räume für die Installation. Das Kernbauwerk übernimmt sämtliche waagerechten Kräfte. (Windkräfte, einseitigen und beiderseitigen Erddruck). Es besteht aus 6 Querscheiben und 4 Längsscheiben. Die Scheiben reichen in das Hohlkastenfundament und sind mit ihm biegesteif verbunden.

b) Statik

Das Gebäude ist ca. 15,5 m breit und 78,7 m hoch. Das Verhältnis der Höhe zur schmalen Seite ergibt sich zu

$$\lambda = \frac{78,7}{15,5} = 5,08.$$

Für die Ermittlung der Windkräfte ist nach DIN 1055, Paragraph 4,4 der Beiwert für turmartige Bauwerke $c = 1,60$ zugrunde zu legen. Der Anteil der einzelnen Scheiben an der Aufnahme der waagerechten Kräfte wurde von der Durchbiegung des Gesamtsystems aus ermittelt. Die Gesamtdurchbiegung des Kernbauwerks läßt sich nach der Mohr'schen Analogie für jeden Schnitt des Systems als Moment eines mit M/EJ belasteten Kragträgers ermitteln. Infolge der unterschiedlichen Trägheitsmomente der einzelnen Wandscheiben (Wandscheibe VI entfällt ab 18. O. G.) würden sich die Scheiben ohne Verbindung mit den Decken unterschiedlich durchbiegen. Die starren Decken erzwingen jedoch eine gleichmäßige Durchbiegung. Demzufolge treten an einzelnen Scheiben Zusatzkräfte (Rückhaltekräfte) auf, die in die Decken eingeleitet werden. Die Decken wirken somit als horizontale Träger und wurden als solche bewehrt.

c) Ausführung

Das Kernbauwerk wurde im Bereich der Kellergeschosse fest eingeschalt und betoniert. Vom Erdgeschoß aufwärts wurde nach eingehenden Untersuchungen die Gleitschalbauweise nach dem Verfahren der Siemens-Bauunion an-

gewendet. Von der Siemens-Bauunion sind zwei Gleitschalungssysteme entwickelt worden, die unter den Bezeichnungen „Siemcrete ex“ und „Siemcrete in“ bekannt sind. Beide Verfahren wurden beim Kernbauwerk verwendet, und zwar für die Wände mit starker Schrägbewehrung zur Aufnahme der Windkräfte das Verfahren „Siemcrete ex“ und für die Wände ohne Schrägbewehrung das Verfahren „Siemcrete in“.

Beim Verfahren „Siemcrete ex“ wird die obere Verbindung der Schalungselemente vermieden und damit ein unbehindertes Arbeitsfeld erzielt. Die Schalung gleitet in Kletterstangen hoch, die an vorgefertigten und in die Wand einbetonierten Steinernen des fertiggestellten Teiles der Wand befestigt sind. In die Steine sind Schraubenmuttern eingelassen, an denen die Kletterträger befestigt werden.

Beim Verfahren „Siemcrete in“ befinden sich die Kletterstangen innerhalb der Betonwand und stützen sich auf den fertig betonierten Teil ab. Während des Gleitens wird durch eine Vorrichtung zwischen Kletterstange und Beton ein genügend großes Spiel geschaffen, so daß die Kletterstange nicht mit dem Beton in Berührung kommen können.

Insgesamt waren für das Kernbauwerk 24 Pressen System „ex“ und 52 Pressen System „in“ angesetzt. Jede Presse hatte 2,7 t zu heben, bei jedem Hub mußten also insgesamt $76 \times 2,7 = 214 \text{ t}$ gehoben werden.

Die Gleitgerüste hatten zwei Arbeitsbühnen und die an die Bühnen angehängte Laufstege (Abb. 6). Die obere Arbeitsbühne wurde zum Einbau der Bewehrung und zum Einbringen des Betons benutzt. Von der unteren Bühne aus wurden die notwendigen Aussparungen hergestellt, die Anschlußplatten für den Stahlbau und die Halfeneisen für die Befestigung der Fahrstühle eingebaut. Außerdem stand auf dieser Bühne die Hubvorrichtung für den Gleitvorgang. Von den an die untere Bühne angehängten Laufstegen wurden nach durchgeführtem Gleiten die erforderlichen Restarbeiten durchgeführt. So mußten z. B. auch Anschlußisen für die Decken vor dem Gleiten in die Beton hineingebogen und später wieder freigestellt werden.

Das Gleiten erfolgte in ununterbrochener Tag- und Nacharbeit, je Arbeitstag wuchs der Kern etwa 2–2,5 m. Das entspricht einer durchschnittlichen Steigleistung von 10 cm pro Stunde. Der verwendete Zement mußte dabei neben einer guten „Schmierigkeit“ nach 24 Stunden eine Mindestfestigkeit von 100 kg/cm² haben. Nach sieben Tagen mußten 70 % der Endfestigkeit von 450 kg/cm² (nach 28 Tagen) vorhanden sein. Das bedeutet praktisch, daß der Beton mußte bereits nach einer Stunde eine Festigkeit haben, die ein Anheben der Schalung gestattete. Der dieses Bauwerk verwandte Montan-Hütten-Zement der Rheinstahl Eisenwerke Gelsenkirchen AG besaß diese

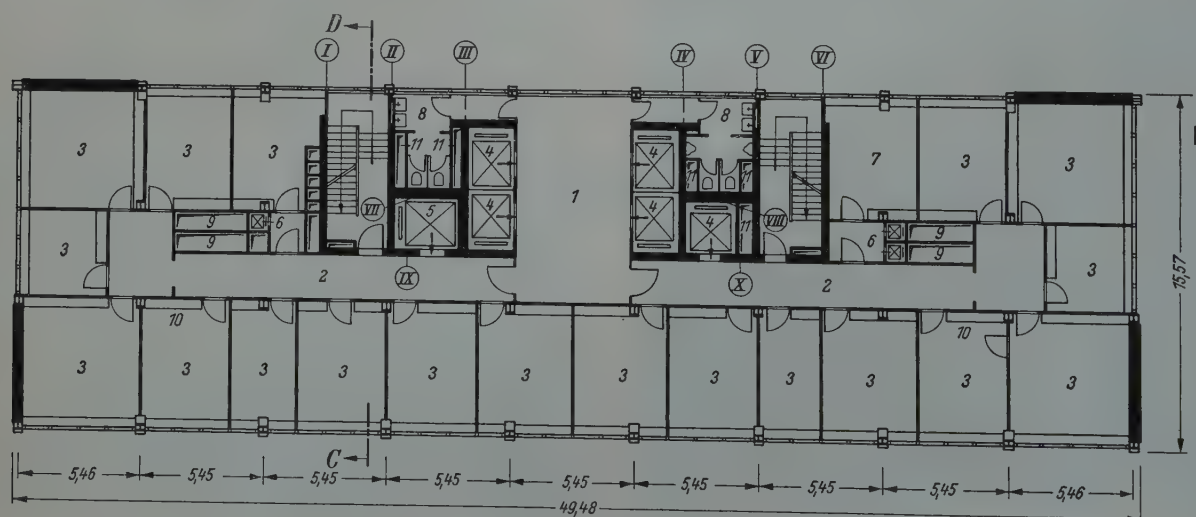


Abb. 7. Grundriß-Normalgeschoß.

lerten Qualitätseigenschaften. Die beim Gleitschalungsfahren unbedingt notwendige Frühfestigkeit des Zementermöglichte die Fertigstellung des in Beton ausgegerten Teils des Bauwerkes in 44 Tagen.

Besonderes Augenmerk wurde auf die Maßgenauigkeit Kernes gelegt. Der einwandfreie und schnelle Einbau Schnellaufzüge und die Montage des Stahlskeletts langte die Einhaltung einer Toleranz von $\pm 2,0$ cm. An mehreren Stellen waren Maßpunkte vorgesehen, von denen Abweichungen von der Senkrechten in Abständen von i Geschossen optisch kontrolliert wurden. Ein normales lenlot hätte nicht die verlangte Genauigkeit gewährt. Die tatsächlich festgestellten Abweichungen lagen er 1,5 cm. Der Beton gelangte durch einen Bauaufzug, in dem westlichen Treppenhaus eingebaut war, zur arbeitsstelle. Stahleinlagen wurden bis zum 12. ergeschoß mit einem Turmdrehkran, von da ab mit em auf der oberen Bühne aufgestellten Dreibock hochogen.

In das Kernbauwerk sind 1850 m³ Beton B 300 und t Stahl St III eingebaut worden, das sind etwa 110 kg hl/m³ Beton.

Die Gründungs- und Stahlbetonarbeiten wurden von der beitsgemeinschaft Rohbau Rheinstahlhochhaus": Hochtief G. — Friedr. Krupp Baubetriebe — Siemensbauunion m. b. H., termingemäß ausgeführt. — Die Senkbrunnen den von der Lorenzbau G. m. b. H., Iserlohn hergestellt.

6. Stahlkonstruktion

a) Anschluß der Stahlkonstruktion an das Kernbauwerk

a) *Allgemeines.* Die auf die Wände des Hochhauses aufenden Windkräfte werden durch die als Scheiben wirkenden ondecken auf den Betonkern übertragen. Während des Bautandes mußten die Windkräfte direkt von der Stahlkonuktion an den Betonkern abgegeben werden. Zu diesem eck wurden beim Hochführen des Stahlbetonkerns in Höhe Decken Stahlplatten einbetoniert, die im Kern verankert l. An diese Stahlplatten schweißte man bei der Montage Stahlkonstruktion Anschlußbleche, die mit den Verbindungs- gern zur Stahlkonstruktion verschraubt wurden.

ß) *Ausgleich der Längenänderungen zwischen Stahl- l Stahlbetonkonstruktion.* Kernbauwerk und Stahlkon- uktion sind Längenänderungen unterworfen. Das Kern- uwerk aus Stahlbeton erhält Längenänderungen aus der stischen Zusammendrückung infolge Eigengewicht und tzlast, aus Temperaturänderung sowie aus Schwinden l Kriechen des Betons, die Stahlkonstruktion dagegen ngenänderungen nur aus der elastischen Zusammen- rückung infolge ständiger Last und Nutzlast sowie aus mperaturänderung. Diese Längenänderungen sind so- l ihrer Größe, als auch ihrer zeitlichen Aufeinander- ge nach verschieden.

Die Längenänderung des Betons des Kernbauwerks tändiger Last und Schwinden beträgt rechnerisch max cm, die elastische Zusammendrückung der fertig mon- ten Stahlkonstruktion aus ständiger Last ca. 3 cm. Re- mäßige Kontrollnivelements während der ganzen Bau- haben die Rechenergebnisse bestätigt.

Die Stützen wurden einige mm kürzer als das Sollmaß efertigt und die Differenzen durch Futterplatten an den tzenstößen ausgeglichen. Evtl. verbleibende geringe enddifferenzen sollen später im Fußbodenestrich aus- lichen werden.

Die relativen Höhenunterschiede zwischen Stahlskelett l Stahlbetonkern betragen in den einzelnen Stockwer- unter Berücksichtigung der vorgenannten Korrekturen iger als 5 mm. Diese verhältnismäßig geringe Höhen- erenz erfordert eigentlich keine besonderen Maßnah- n. Trotzdem wurden, um Risse in den Decken zu ver- den, Einschnürungen in den Betondecken im Abstand ca. 2 m vom Kern vorgesehen, die praktisch wie Ge-

lenke wirken und bei evtl. später auftretenden Höhendiffe- renzen zwischen Stahlbauwerk und Kern (im wesentlichen aus dem Lastkriechen des Betonkernes und den Tempera- turdehnungen der Stahlkonstruktion herrührend) eine Soll- bruchfuge darstellen.

b) Wände und Decken

a) *Außenwände.* Wie in USA bei Hochhäusern zur Ver- minderung der toten Lasten üblich, werden auch hier die Außenwände aus vorgefertigten Wandelementen, so- genannten „Curtain Walls“, gebildet. Das Gewicht der Wandelemente, einschl. Wärmedämmplatten, Fensterkon- struktion, Glas, Stahl- und Natursteinverkleidung, Beschlä- gen, Leisten und Dichtungen beträgt nicht ganz 100 kg/m². Die Befestigung der Wandelemente an der Stahlkon- struktion gestattet Bewegungen, ohne daß Undichtigkeiten entstehen.

ß) *Decken.* Für die Decken wurden verschiedene Sy- steme untersucht. Aus preislichen Gründen schieden dabei alle diejenigen Systeme aus, die aus konstruktiven oder aus ästhetischen Gründen eine Unterdecke brauchen, weil die Mehrkosten gegenüber einer einfachen Stahlbeton- decke so groß sind, daß eine evtl. Gewichtseinsparung bei der Stahlkonstruktion sie auch bei modernen Leichtdecken nicht ausgleichen kann. Außerdem haben fast alle Leicht- decken eine größere Bauhöhe als die Stahlbetondecke — bei einem Hochhaus ein sehr beachtlicher Faktor! Ein wei- terer Vorteil der Stahlbetondecke ist ihre besondere Eig- nung als horizontale Scheibe zur Überleitung der Wind- kräfte von der stählernen Außenhaut zum Betonkern.

Die Nutzlasten betragen in den Büroräumen 200 kg/m², in den Sitzungszimmern, in den Fluren und im Kasino 500 kg/m², in den Aktenräumen und in allen Räumen des ersten Obergeschosses 750 kg/m², in der Küche 1000 kg/m².

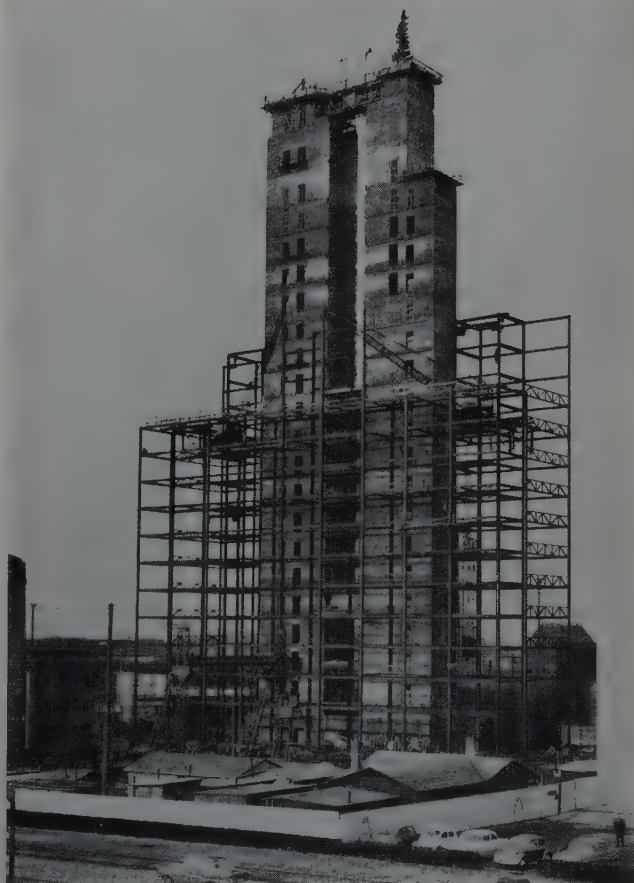


Abb. 8. Montage der Stahlkonstruktion, Stand Dezember 1959.

Alle Decken, die mit weniger als 500 kg/m^2 Nutzlast belastet sind, wurden mit einem Zuschlag von 150 kg/m^2 für Zwischenwände bemessen.

c) Deckenträger

Da die Deckenträger nicht aus der Decke heraustreten sollten, mußten überwiegend Breitflanschträger verwendet werden. Das Kippen der Deckenträger wurde durch vollständiges Einbetonieren der Träger verhindert. Lediglich dort, wo in den Decken Gelenke zur Erzielung von Sollbruchfugen bei evtl. Höhendifferenzen zwischen Stahlkonstruktion und Betonkern vorkommen, sind die Deckenträger nicht einbetoniert. Hier wurden die Oberflansche durch aufgeschweißte Nocken gegen Kippen gesichert. Die Randträger sind durch auf die Flansche geschweißte Rundstähle im Beton gehalten. In den Giebelwänden (Abb. 8) mußten die Deckenträger $9,5 \text{ m}$ weit gespannt werden. Sie tragen die Wand- und Deckenlasten und sind als Fachwerkträger so konstruiert, daß sie innerhalb der Fensterbrüstung liegen und somit unsichtbar bleiben.

In den Decken liegende leichte Profile steiften die Außenstützen während der Bauzeit gegen Knicken zum Kern hin ab. Sie sind 320 mm gespreizt, um Leitungen durchführen zu können, und ihre Stege erhielten Langlöcher, um Bewehrungseisen durchzustecken. Außerdem dienten diese Träger den Montageverbänden als Pfosten. Sie wurden später mit einbetoniert.

Der im 19. Obergeschoß vorgesehene Saal sollte stützenfrei bleiben. Daher wurden die Deckenträger der darüberliegenden drei Geschoßdecken an einer Fachwerkkonstruktion im Dachgeschoß aufgehängt.

Mit Rücksicht auf den auf dem Dach entlang der Brüstung laufenden Fensterputzwagen war eine Durchfahrt freizuhalten; die Fachwerkbinder enden deshalb

$1,5 \text{ m}$ vor ihren Auflagern. Die Auflagerkräfte werden durch die biegesteif bis zum Auflager durchlaufenden Untergurtstäbe eingeleitet.

d) Stützen

Um Raum zu gewinnen, wurden die Stützenquerschnitte so klein wie möglich gehalten. Die Stützen sind deshalb teilweise in Stahl 52 ausgeführt. Ihre Querschnitte wurden durch zusätzliche Verstärkungen der Stege und Flanschinnenseiten weitgehend dem Verlauf der Normkräfte angepaßt.

Die Fassadengestaltung erforderte, daß Stahlkonstruktion und Kellerbauwerk mit ihren Außenkanten bündig liegen. Die Außenstützen leiten Auflagerkräfte bis zu 60 t in die Stahlbetonkonstruktion des Kellerbauwerkes ein. Durch besondere Auflagerroste wurde Vorsorge getroffen, daß die spezifischen Pressungen des Betons in den zulässigen Grenzen bleiben. An den Gebäudeecken besteht in erhöhtem Maße die Gefahr, daß infolge des großen Auflagerdruckes und der außermittigen Auflagerung ein Betonkeil herausgeschert wird. Die Kräfte der Eckstützen wurden daher mittels auskragender Rostträger auf weiter innerhalb liegende Auflager übertragen.

e) Feuerschutz der Stahlkonstruktion

Ein wichtiges Problem bei Stahlskelettbauten ist der Feuerschutz für die Stahlkonstruktion. Die deutschen behördlichen Vorschriften legen hier sehr strenge Maßstäbe an. Bei der Planung großer Stahlskelettbauten werden daher oft Brandversuche mit raum- und kostensparenden Feuerschutzummantelungen gemacht, um eine Annahmegenehmigung zu erhalten. Im vorliegenden Fall konnte von derartigen Versuchen abgesehen werden, da inzwischen allgemein zugelassene feuersichere Ummantlung 3 cm starker Perlite-Putz auf Rippenstreckmetall

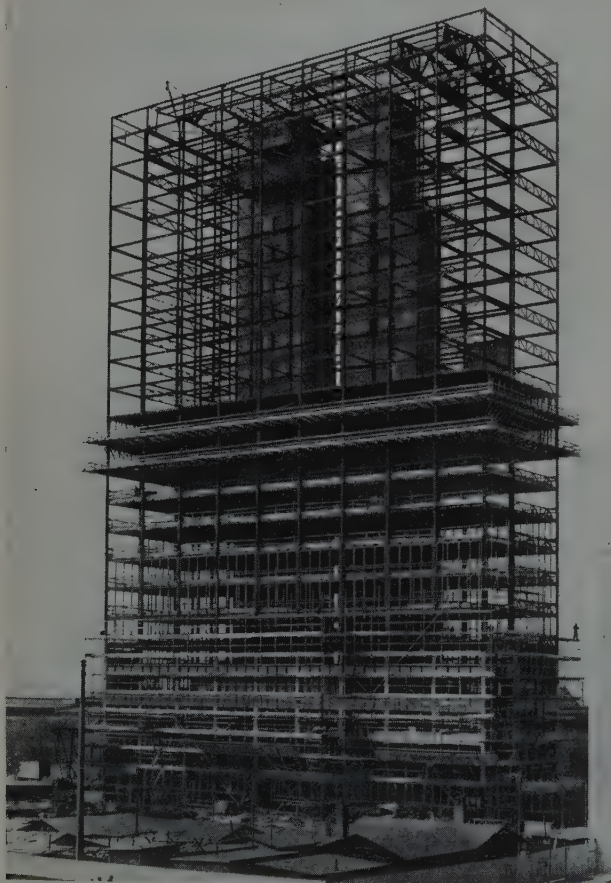


Abb. 9. Die Stahlkonstruktion ist fertig montiert, Stand März 1960.



Abb. 10. Die Außenverkleidung wird angebracht, Stand Juli 1960.

lt wurde. Bis zu einer Höhe von 1,5 m über Fußboden
n Geschosses wurden die Hohlräume zwischen dem
ite-Putz und der Stahlkonstruktion mit Leichtbeton
gegossen, um eine Beeinträchtigung des Feuerschutzes
h Beschädigungen der Ummantelung zu vermeiden.

f) Montage der Stahlkonstruktion

Zur Montage der Stahlkonstruktion setzte man zwei
okrane mit 18 m langen Auslegern ein. Mit ihrer Hilfe
de die Stahlkonstruktion von ebener Erde aus mit
ksicht auf die örtlichen Verhältnisse nur bis zum
Obergeschoß montiert. Für die weitere Montage wan-
ten die Autokrane mit der Stahlkonstruktion nach oben.
wurden auf für diesen Zweck besonders entwickelte
erkonstruktionen gesetzt und dort verankert. Diese Un-
onstruktionen baute man zuerst im 3. Obergeschoß ein.
h dem Montieren von jeweils drei weiteren Geschossen
lgte das Hochziehen der Krane mit ihrer Unterkon-
ktion.

Die Überleitung der Windkräfte durch die Stahlkon-
ktion auf den Betonkern während der Montage erfolgte
Hilfe der in jedem zweiten Geschoß angeordneten
dverbände. Diese wurden nach dem Betonieren der
eiligen Decke aus- und in den höhergelegenen Decken
eut als Montageverbände eingebaut.

Besonderes Augenmerk mußte in allen Phasen der
ntage auf das Ausrichten der Konstruktion gelegt wer-
, insbesondere auf die Einhaltung der Sollhöhen. Die

gewünschte Genauigkeit wurde durch ständige Messun-
gen, Nivellements und Einbau von Ausgleichsfuttern bei
den Stützenstößen erzielt.

Zur Abkürzung der Gesamtbauzeit war vorgesehen,
mit dem Betonieren der Decken im unteren Teil des Bau-
werkes bereits zu beginnen, während der obere Teil der
Stahlkonstruktion noch montiert wurde. Zu diesem Zweck
sollten die Decken des 8. und 16. Obergeschosses vorzeitig
ausgeführt werden, um als Schutzdecken zu dienen. Die
Schutzdecke im 8. Obergeschoß wurde termingemäß ein-
gebaut, während man infolge des schnellen Montagefort-
ganges der Stahlkonstruktion auf den vorzeitigen Einbau
der Schutzdecke im 16. Obergeschoß verzichten konnte.
Die gesamte Montage wurde fünf Wochen früher als vor-
gesehen beendet, sie verlief reibungslos und ohne Unfall.

Die Krönung der Montagearbeit bildete das Hochziehen
des ca. 2,5 t schweren Richtkranzes am 25. März 1960. Nach
beendeter Montage des Stahlskeletts wurden die Krane zerlegt
und Ausleger, Oberwagen und Unterkonstruktion getrennt her-
abgelassen.

g) Stahlgewicht und Lieferfirmen

Das Gewicht der Stahlkonstruktion beträgt 1046 t, d. h.
18,1 kg/m³ des umbauten Gesamtraumes bzw. 22,5 kg/m³
auf das Stahlbauwerk allein bezogen.

Entwurf und konstruktive Bearbeitung der Stahlkonstruktion
wurde von der Rheinstahl Union Brückenbau A.G. durch-
geführt; Lieferung und Montage erfolgten durch die Firmen
Rheinstahl Union-Brückenbau A.G. (federführend) und die
Rheinstahl Wanheim G.m.b.H. Die Montagekrane stammten
aus der Fertigung der Firma Rheinstahl Union-Brückenbau A.G.

Ein Beitrag zur Berücksichtigung der elastischen Bettung bei Rotationsschalen

Von Dipl.-Ing. E.-A. Rose, Hannover

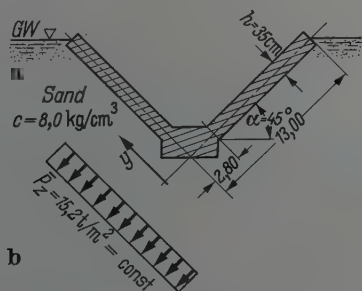
624.953.074.4 : 624.041 : 624.131.522.3

Allgemeines

Beim Bau von Kläranlagen und Erdbehältern ist die
ge, welchen Einfluß die Bettungsziffer auf das statische
halten der ganzflächig auf dem Erdreich aufgelagerten
ale hat, von großer wirtschaftlicher Bedeutung. In den
hfolgenden Ausführungen soll daher ein Weg aufgezeigt
den, wie der Einfluß der Bettungsziffer berücksichtigt
den kann. Zur Lösung des gestellten Problems wird ein
ationsverfahren gewählt, das mit Hilfe der numerischen
egration ausgewertet wird. Es ist deshalb nicht möglich,
e allgemeine Formel für rotationssymmetrische Schalen
ugeben. Das Verfahren wird an dem speziellen Fall
er Kegelschale erläutert. Es ist aber möglich, das Ver-
ren auch auf jede andere beliebige Rotationsschale an-
wenden.

Aufgabenstellung

Es soll die Beanspruchung eines Kegelbeckens unter
asserfüllung untersucht werden, wobei im Innern des
kens ein erheblicher Wasserüberdruck herrscht. Zur Ver-
achung der Rechnung wird angenommen, daß der



1 a u. b. Abmessungen und Belastung eines kegelförmigen
Wasserbeckens.

Grundwasserstand mit Oberkante Becken abschließt. Da-
durch erhält die Schale eine konstante Belastung $\bar{P}_z$. Alle
weiteren Größen und geometrischen Abmessungen gehen
aus Abb. 1 a hervor. Die gewählte Belastungsfunktion zeigt
Abb. 1 b.

Es sei noch vermerkt, daß das unten beschriebene Ver-
fahren nicht an die gewählte, spezielle Belastung gebunden
ist, sondern auch bei beliebiger Belastung anwendbar ist.

Theoretische Grundlagen

Für die Membrantheorie der Kegelschale gelten folgende
Beziehungen (1):

$$N \beta - P_z \cdot y \cdot \cotg \alpha = 0, \quad (1)$$

$$\frac{d}{dy} (Ny \cdot y) - N \beta + Py \cdot y = 0. \quad (2)$$

Für die Verformungen des Membranzustandes gilt:

$$w = \cotg \alpha \left[\frac{y}{E_h} (N \beta - \mu Ny) - v \right], \quad (3)$$

$$v = \left[\frac{1}{E_h} \int (N y - \mu N \beta) dy + c_2 \right]. \quad (4)$$

Bei Berücksichtigung der elastischen Bettung erhält man
für P_z die Beziehung

$$P_z + c w = \bar{P}_z, \quad (5)$$

$$Py = \varrho P_z, \quad (6)$$

wobei ϱ den Reibungskoeffizienten zwischen der Schale und
dem anschließenden Erdreich darstellt.

Solange nun der Winkel α größer als der innere Rei-
bungswinkel des Erdreichs ist, genügen kleine Kräfte, um
das Erdreich zum Abrutschen zu bringen. Man kann für
diese Fälle ansetzen

$$\varrho = 0. \quad (7)$$

Der andere Extremfall ist der, daß, infolge $\rho = 0, v = 0$ auf der ganzen Schalenlänge wird. Es ist ohne weiteres einzusehen, daß bei dem untersuchten Problem $N\beta$ und Ny einander entgegengesetztes Vorzeichen haben. Man liegt daher auf der sicheren Seite, wenn man ansetzt

$$\mu = 0. \tag{8}$$

Abgesehen davon, daß sich hierdurch die Gleichungen (3) und (4) wesentlich vereinfachen, ist der hierdurch auftretende Fehler gering, da die Vernachlässigung von μ nur in den Bereichen größeren Einfluß hat, in denen ohnehin die Abminderung der Schalenbeanspruchung durch die elastische Bettung klein ist. Es ist aber auch möglich, im

formungsgrößen ermittelt, wobei die Anteile von w an $N\beta$ und Ny getrennt anzuschreiben sind.

Zweiter Iterationsschritt

Die aus dem ersten Iterationsschritt ermittelten Verformungen werden zur Durchbiegung w zusammengefaßt

$$w = w_1 - v \tag{11}$$

wird ins Verhältnis zu w_1 gesetzt, wodurch man den Wert erhält:

$$\beta = \frac{w}{w_1} \tag{12}$$

Tabelle 1.

y	$\frac{y^2}{131}$	$\frac{1}{1 + \frac{y^2}{131}}$	P_z^1	$N\beta$	$\int N\beta dy$	$\int N\beta dy - K$	Ny	$\int Ny dy$	$\frac{w_1 \times 10^6}{10^6}$	v 10 ⁶	$\frac{w}{w_1 - v}$	$\beta = \frac{w}{w_1}$	P_z^2	Kontrolle P_z^2	$N\beta$
2,80	0,060	0,945	14,4	41,8	0	-766	-272	0	112	0	112	1,00	14,4	14,3	41,8
3,00	0,069	0,935	14,2	42,6	8,4	-758	-252	-52,4	122	-50	172	1,41	13,8	14,0	42,0
4,00	0,122	0,890	13,5	54,0	56,7	-710	-178	-267	206	-254	460	2,24	11,9	12,1	47,6
5,00	0,191														
...															
12,0	1,100	0,476	7,2	86,4	680	-86	-7	-793	986	-755	1741	1,77	5,2	5,3	61,8
13,0	1,290	0,436	6,6	85,8	766	0	0	-796	1065	-760	1825	1,72	4,7	4,8	61,3

unten beschriebenen zweiten Iterationsschritt μ ungleich Null zu berücksichtigen. Unter Berücksichtigung von Gleichung (7) und (8) erhält man

$$N\beta = y P_z \cdot \cotg \alpha, \tag{1a}$$

$$y Ny = \int N\beta dy + K, \tag{2a}$$

$$w = \cotg \alpha \left[\frac{1}{E h} \cdot y N\beta - v \right], \tag{3a}$$

$$v = \frac{1}{E h} \int Ny dy + c_2. \tag{4a}$$

Erster Iterationsschritt

Die erste Näherung erhält man, wenn man den Einfluß von v vernachlässigt, d. h. $v = 0$ annimmt. Die so gewonnene Verformung erhalte die Bezeichnung w_1 . Demnach gelten für den ersten Iterationsschritt die Bezeichnungen

$$N\beta = y P_z \cotg \alpha, \tag{9}$$

$$y \cdot Ny = \int N\beta dy + K, \tag{10}$$

$$w_1 = \frac{1}{E h} \cdot P_z y^2 \cotg^2 \alpha. \tag{11}$$

Durch Einsetzen in Gleichung (5) erhält man für die neue Belastungsfunktion die Gleichung:

$$P_z^1 = \frac{\bar{P}_z}{1 + \cotg^2 \alpha \cdot \frac{y^2}{E h} \cdot c}$$

Mit diesen Werten für P_z werden sodann aus den Gleichungen (1) bis (4) bzw. (1a) bis (4a) die Schnitt- und Ver-

Tabelle 2.

y	P_z^1	$N\beta$	Ny	$N\beta - \mu N\beta$	$Ny - \mu Ny$	$\int (Ny - \mu Ny) dy$	v × 10 ⁶	w ₁ × 10 ⁶	w × 10 ⁶	β	P_z^3	Kontrolle P_z^{3*}	$N\beta$
2,80	14,4	41,8	-272	87	-279	0	0	232	232	2,07	13,5	13,7	37,8
3,00	14,2	42,6	-252	85	-259	-54	-51	242	293	2,40	13,1	13,3	39,2
4,00	13,5	54,0	-178	84	-187	-277	-264	319	583	2,83	11,3	11,5	45,2
5,00	12,8												
...													
12,00	7,2	86,4	-7	88	-22	-907	-863	1000	1863	1,89	4,9	4,7	59,3
13,00	6,6	85,8	0	86	-14	-925	-881	1063	1944	1,83	4,5	4,3	58,8

* Sofern die Abweichungen noch zu groß sind, ist eine erneute Iteration notwendig.

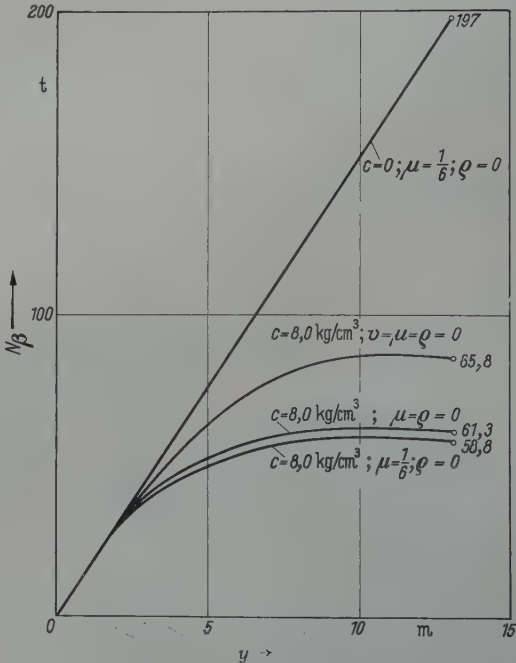


Abb. 2. Diagramm für $N\beta$ in Abhängigkeit von y .

Die auf Grund der größeren Verformung sich ergebende Belastungsfunktion läßt sich nunmehr durch folgende Formel ausdrücken:

$$P_z^{(2)} = \frac{\bar{P}_z}{1 + \beta \cdot \cotg^2 \alpha \cdot y^2 / E h \cdot c} \tag{13}$$

Kontrolle

Damit lassen sich dann alle Schnitt- und Verformungsgrößen an den Gleichungen (1) bis (4) bzw. Gleichungen (1a) bis (4a) für die Kugelschale auf elastischer Bettung ermitteln.

Die Kontrolle erhält man in einfachster Weise dadurch, daß

in w mit Hilfe von P_z^2 und P_z aus Gleichung (5) ermittelt:

$$P_z = P_z^2 - c \cdot w.$$

sich hieraus ergebenden Werte müssen mit P übereinstimmen.

Beispiel: Mit den nach Abb. 1 gegebenen Werten d:

$$P_z^1 = \frac{15,2}{1 + y^2/131}.$$

Die weitere Berechnung wird tabellarisch und — soweit erforderlich — mit Hilfe der numerischen Integration durchgeführt.

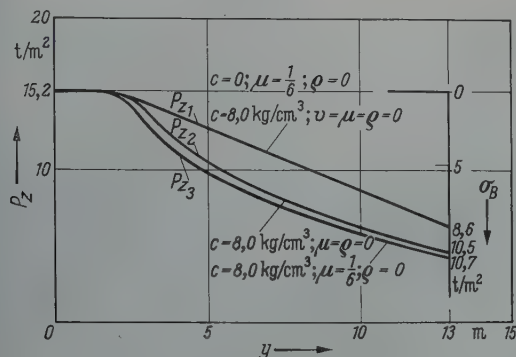


Abb. 3. Diagramm der Belastungsfunktion P_z und der Bodenpressung in Abhängigkeit von y .

Ferner wird

$$P_z^{(2)} = \frac{15,2}{1 + \beta \cdot \frac{y^2}{131}}.$$

zur Bewertung siehe Tabelle 1

Berücksichtigt man bei der Ermittlung von w und v aus auch noch μ , so ändert sich am prinzipiellen Gang der Berechnung nichts. Als Ergebnis dieser Berechnung siehe Tabelle 2

In Abb. 2 und 3 sind die Ergebnisse graphisch aufgetragen.

Kurve 1	$c = 0$	$v = \mu = \rho = 0$
Kurve 2	$c = 8 \text{ kg/cm}^3$	$\mu = \rho = 0$
Kurve 3	$c = 8 \text{ kg/cm}^3$	$\mu = 1/6 \quad \rho = 0$

Einfluß der Temperatur sowie des Schwindens

Durch das Einführen der Bettungsziffer werden Kräfte in die Berechnung eingeführt, die auf Grund der Kegelschal-Verformungen im Boden aktiviert werden. Die Schalen erfahren nun jedoch auch Verformungen aus Schwinden und Temperatur, die sich ebenfalls auf die Größe der Lastung infolge elastischer Bettung auswirken.

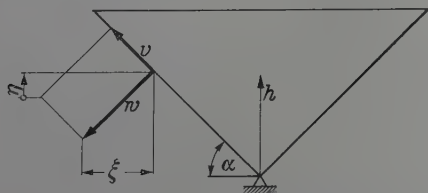


Abb. 4. Statisches System des Schlammkegels nach Abb. 1.

Die Einflüsse aus Schwinden und Temperatur können allerdings im allgemeinen nicht mehr unabhängig behandelt werden, da bei Berücksichtigung der Bettungsziffer das Verformungsgesetz keine Gültigkeit mehr hat. Man hat mehr so vorzugehen, daß die Verformungen aller gleichzeitig wirkenden Beanspruchungen zugeschrieben werden und hieraus eine Gleichung für P_z^2 zu entwickeln ist.

Bei dem vorberechneten Beispiel haben diese Lastfälle jedoch keinen Einfluß.

Für die Verformung einer Kegelmembran unter Temperatureinfluß gelten unter Berücksichtigung der in Abb. 4 angegebenen Bezeichnungen die nachfolgenden Beziehungen:

$$v = \frac{1}{\sin \alpha} (\alpha_t \cdot t_0 \cdot h + c_2), \quad (15)$$

$$w = -c_2 \frac{\cos \alpha}{\sin^2 \alpha}, \quad (16)$$

$$\xi = \alpha_t \cdot t_0 \cdot h \cdot \cotg \alpha, \quad (17)$$

$$\eta = \alpha_t \cdot t_0 \cdot h + \frac{c_2}{\sin^2 \alpha}. \quad (18)$$

Als Randbedingung ist gegeben: $h = 0, \xi = \eta = 0$.

Daraus folgt: $c_2 = 0$ sowie $w = 0$.

Die Kegelmembran erfährt demnach nur Verformungen in Richtung der Schalenerzeugenden, die jedoch keine Bodenreaktionen auslösen.

Anders liegen die Verhältnisse für das in Abb. 5 skizzierte Schalensystem. Für dieses gilt als Randbedingung $h = h_0 \rightarrow v = 0$.

Daraus folgt:

$$c_2 = -\alpha_t \cdot t_0 \cdot h_0 \text{ und } w = \alpha_t \cdot t_0 \cdot h_0 \frac{\cos \alpha}{\sin^2 \alpha}.$$

Mit den Zahlenwerten aus Abb. 1 wird bei einer Abkühlung von 15°C ($=$ Schwindwert $\varepsilon = 15 \cdot 10^{-5}$)

$$w = 10^{-5} \cdot 15 \cdot 13 = 1950 \cdot 10^{-6} [\text{m}].$$

Dieser Wert ist auf der ganzen Schalenlänge konstant. Wie ein Blick in Tabelle 2 zeigt, geht der Einfluß der elastischen Bettung in dem vorliegenden Zahlenbeispiel mit Randbedingungen nach Abb. 5 vollkommen verloren.

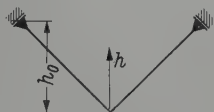


Abb. 5. Statisches System eines an einen Faulturm angehängten Schlammkegels.

Auf Grund dieser Überlegung ist es notwendig, für Faultürme mit dem in Abb. 6 a skizzierten System die untere Kegelschale als nicht auf dem Erdboden auflagernd zu betrachten. Abb. 6 b hingegen zeigt ein statisches System, bei dem der Einfluß der Bettungsziffer voll zur Geltung kommt

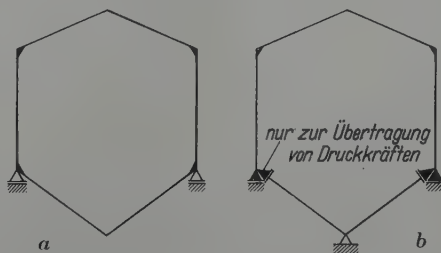


Abb. 6 a u. b. Mögliche statische Systeme für Faulbehälter.

(siehe oben berechnetes Zahlenbeispiel). Die Lager am Schlammkegel müssen dabei so ausgebildet sein, daß sie zur Auftriebssicherung Druckkräfte übertragen können.

Zusammenfassung

Aus den vorstehenden Tabellen erkennt man den großen Einfluß von c und den relativ geringen Einfluß von μ . Ferner wird gezeigt, daß der Einfluß des Schwindens und der Temperatur sehr erheblich ist und diese Lastfälle je nach der Wahl des statischen Systems keine Abminderung der Schalenbeanspruchung durch die elastische Bettung zulassen. Wie man selbst leicht nachweisen kann, bleibt bis zu einer gewissen Grenze in Abhängigkeit von Bettungsziffer die Betonzugspannung in der Kegelschale mit abnehmender Schalenstärke nahezu konstant, so daß es mit Rücksicht auf Temperaturbeanspruchungen günstiger ist, die kleinere Schalenstärke zu wählen.

Messungen an Spannbeton-Trägerrostbrücken

Von Dipl.-Ing. Georg Keresztury, Saarbrücken

DK 624.21.036.7 : 624.21.012.46 : 69.058.2

1. Allgemeines

Die 5 Spannbetonbrücken, die die Bauunternehmung Jager K.G im letzten Jahr konstruiert und im Saarland ausgeführt hat, haben verschiedene äußerliche Tragsysteme, jedoch sind alle Fahrbahnen als Trägerroste gerechnet worden. Die Trägerrostwerte wurden nach dem Verfahren von Guyon-Massonnet [3] ermittelt, wobei der Einfluß der äußeren statischen Unbestimmtheit und der Veränderlichkeit der Trägheitsmomente nach dem Ansatz von Prof.

Die Messungen erfolgten unter der Last und nach der Entlastung, die bleibenden Durchbiegungen waren unwesentlich klein.

Die rechnerischen Durchbiegungen wurden durch Längseinflußlinien ermittelt, die mit den Trägerrostexzentrizitäten nach dem oben erwähnten Verfahren ausgewertet wurden.

Da die Lastexzentrizitäten dieselbe Auswirkung auf die Bemessung wie auf die rechnerische Durchbiegung haben können, wir die Querbiegeinlinien in gewissen Grenzen zur Kontrolle des Trägerrostverfahrens betrachten.



Abb. 1. Brücke Gündingen.

Sattler berücksichtigt wurde [1], [2] und [4].

Die Belastungsproben sind vom Staatlichen Straßen- und Brücken-Neubauamt Saar unter Leitung von Herrn Oberregierungs- und Baurat Daniel durchgeführt worden, und zwar so, daß die Fahrzeuge in einem Querschnitt in der Mitte, dann an dem einen Bordstein und schließlich an dem zweiten Bordstein aufgestellt wurden.

2. Übersicht der Brückenkonstruktionen

Bezeichnung	Äußeres stat. System	Spannweite(n) (m)	Bild	Anzahl der Längs- träger	Trägerrost- konstanten δ	$\sqrt{a}$	Brücken- klasse	Profil
Gündingen	Durchlaufträger	36 — 65 — 36	1—3	4	0,25—0,17	1,0	60	Kasten
Limbach	schiefer Zweigelenkrahmen	35	4	8	0,30	1,0	60	Kasten
Kirkel	Durchlaufträger	12 — 35 — 14	5	4	0,66—0,28	1,0	45	Kasten
Perl	Träger auf 2 Stützen	21	6	6	0,28	1,0	45	teilweise vorgefertigte Kasten
Michelbach	Zweigelenkrahmen	40	7	3	0,32	0,44	60	Plattenbalken

Die Durchbiegungswerte sind auf alle Bilder aufgetragen, ebenso das Schema der Meßstellen, die Quereinflußlinien und die Einflußlinien der Durchbiegungen.

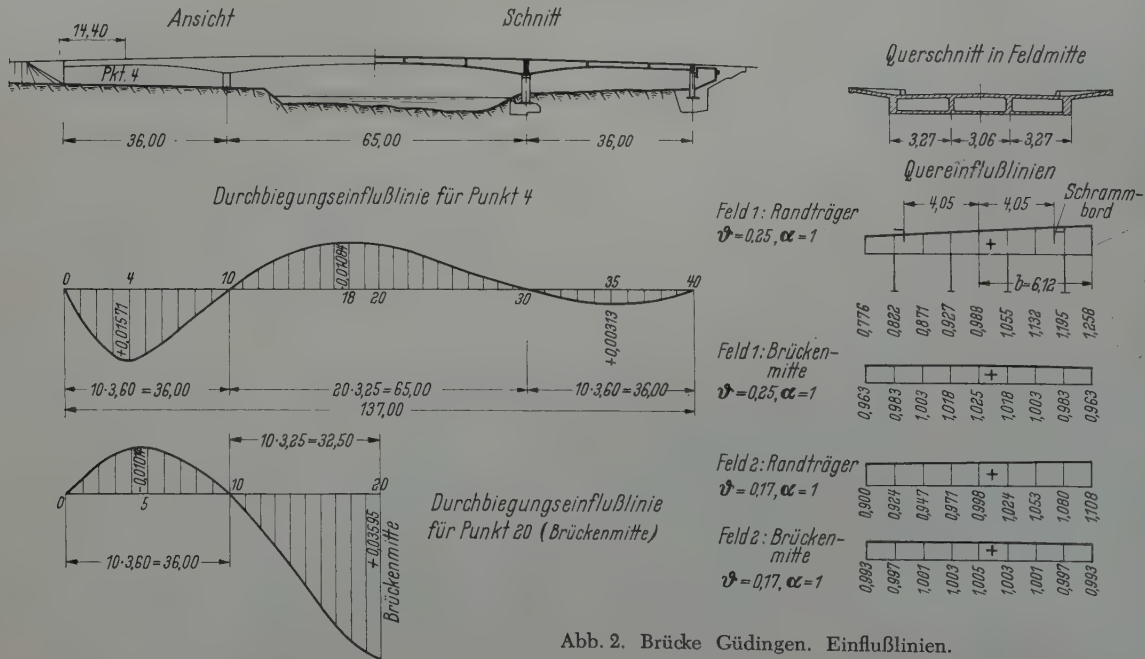


Abb. 2. Brücke Gündingen. Einflußlinien.

3. Ergebnisse

a) Die absoluten Werte der gemessenen Durchbiegungen sind kleiner als die rechnerischen Werte. Diese Erfahrung können wir fast bei allen Spannbetonbrücken gemacht. Der Grund kann in den folgenden Umständen liegen:

a) Die E-Moduli wurden bei der Bestimmung (DIN 1045) angesetzt. Die Werte liegen zwar die tatsächlichen E-Moduli an, liegen aber vermutlich auf der sicheren Seite.

b) Die Betonfestigkeiten waren oft wesentlich höher als die rechnerisch erforderlichen Werte. Z. B. die Probekörper aus dem Mittelfeld der Brücke Güdingen hatten nach 28 Tagen die Würfel Festigkeit von rund 700 kg/cm², und die

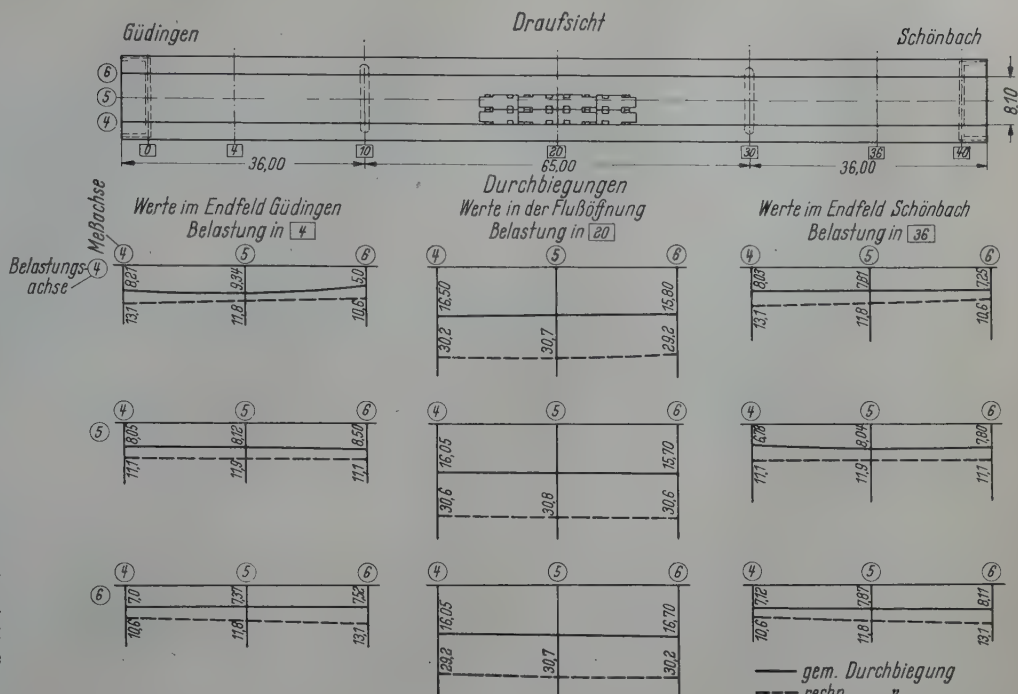


Abb. 3. Brücke Güdingen. Durchbiegungen.

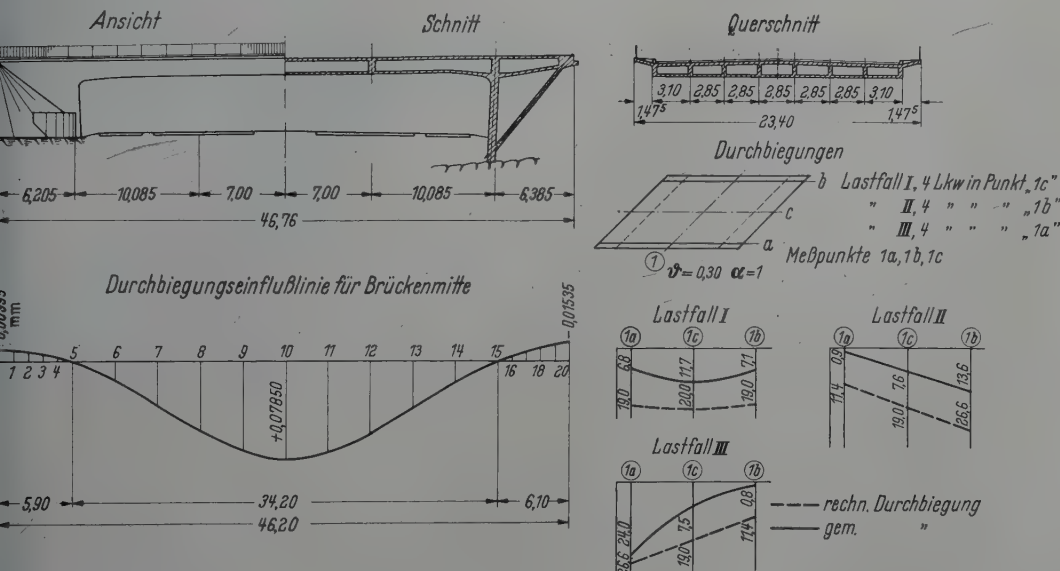


Abb. 4 (links). Brücke Limbach.

Brücke wurde für B 450 gerechnet.

c) Diese Spannbetonbrücken haben immer eine konstruktive schlaaffe Bewehrung, die auch eine größere Festigkeit bedeutet als die angenommene reine Betonfestigkeit. So ist der wesentliche Unterschied bei der Perler Brücke zu verstehen, die aus Fertigteilen zusammengesetzt und später durch Querglieder verstärkt wurde, nach dem Prinzip von Freyssinet. Die Fertigbalken erhielten eine außergewöhnlich starke schlaaffe Bewehrung (Abb. 6).

β) Am wesentlichsten ist der parallele Verlauf der rechnerischen und gemessenen Durchbiegungen, der

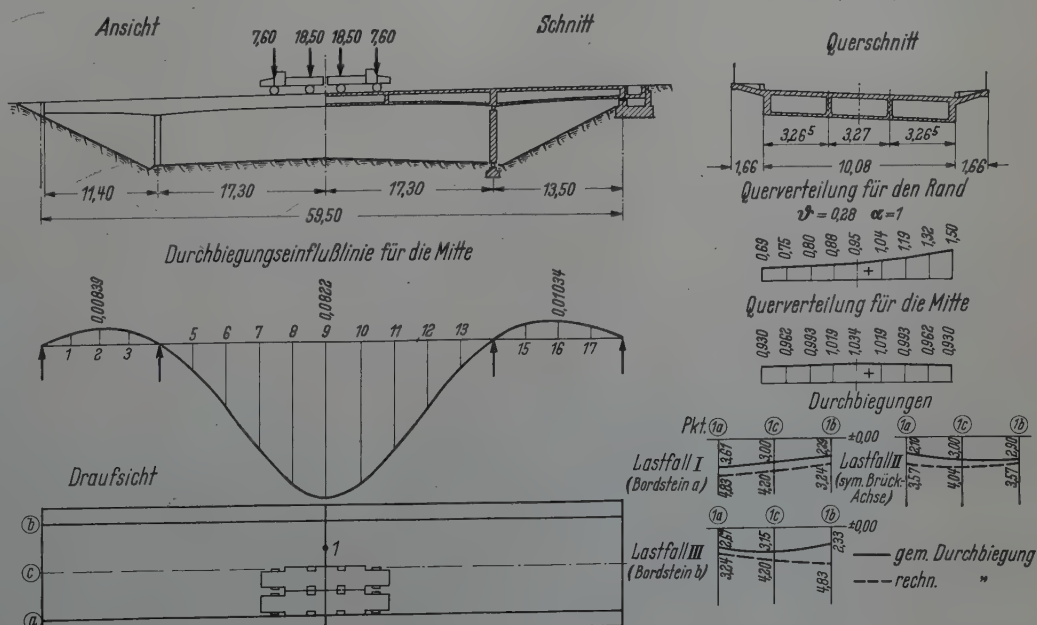


Abb. 5 (unten). Brücke Kinkel.

die Annahmen der Berechnung zu bestätigen scheint.

Es gibt zwar kleine Abweichungen, z. B. bei der Brücke Kirkel, die in der Kurve $R = 500$ m liegt (Abb. 5), und bei der schiefen Limbacher Brücke (rd. 60°) (Abb. 4).

γ) Auf jeden Fall können wir feststellen, daß

a) das Verfahren von Guyon-Massonnet mit dem Ansatz von Prof. Sattler durch diese 5 Belastungsproben als Großversuche eine weitere Bestätigung erfahren hat;

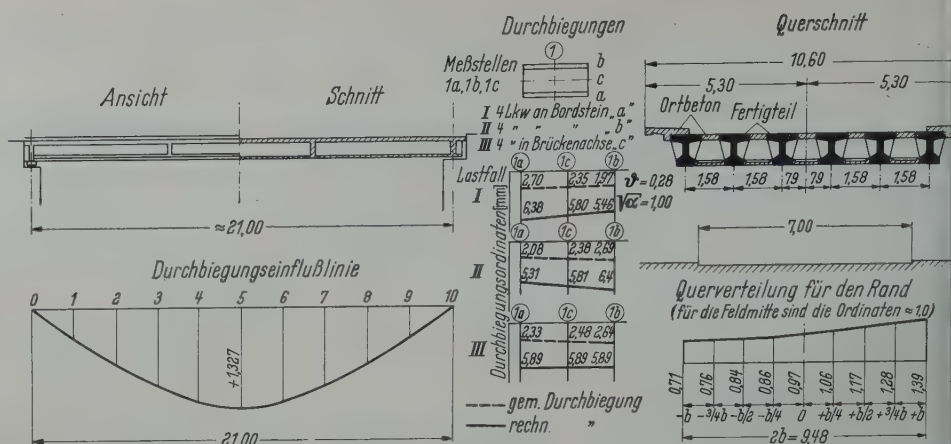


Abb. 6. Brücke Perl.

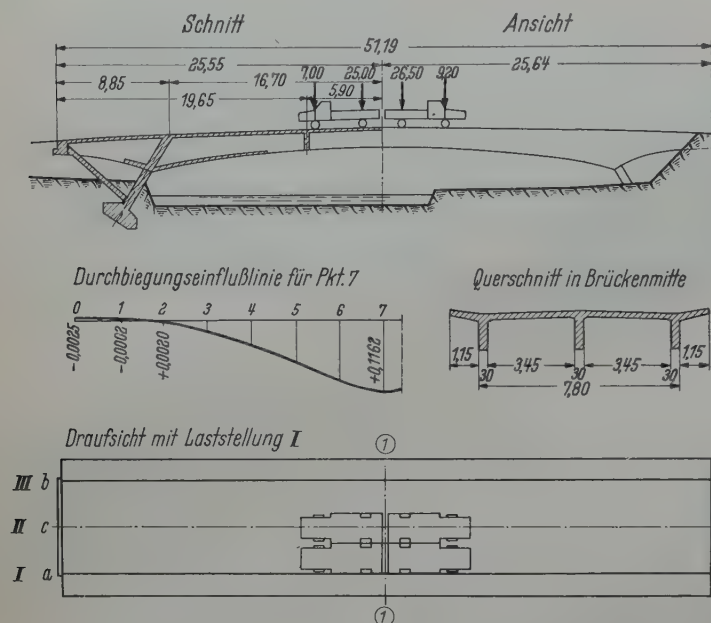


Abb. 7. Brücke Michelbach.

b) die Kastenprofile nach diesem Verfahren mit der vollen Quertorsion zu rechnen sind;

c) für Plattenbalken die Quertorsion nach der angegebenen Formel zu rechnen [1] ist;

d) bei der Brücke in der Kurve $R = 500$ m und bei einer schiefen Brücke $\alpha = 60^\circ$ die Abweichung noch gering war.

Literatur

1. K. Sattler: Betrachtungen zum Berechnungsverfahren von Guyon-Massonnet für freiaufhängende Trägerroste und Erweiterungen auf beliebige Systeme. Bauingenieur 30 (1955) S. 77 ff.
2. Kolleg T.U. Berlin, Prof. Sattler: Trägerrost, Seiten T 1—
3. Ch. Massonnet: Complément à la méthode de calcul des ponts à poutres multiples Liège 1953.
4. K. Sattler: Betrachtungen über Trägerroste mit Steifigkeit unterschieden zwischen Rand- und Innenträgern. Bauingenieur (1959) S. 1 ff.

Sicherung der in Bewegung geratenen Widerlager einer Eisenbahnbrücke mit Hilfe von Verankerungspfählen

Von Dipl.-Ing. Hans Walter Schlegel, Bundesbahnberrät, Wuppertal

DK 624.21.094.3 : 624.059.324 : 624.154.9

1. Aufgabe

Die Endwiderlager einer Eisenbahnbrücke, die in Bewegung geraten waren, wurden durch Ankerpfähle zum Stehen gebracht. Die Maßnahmen sind bemerkenswert, weil die Ankerpfähle besonders lang, bis zu einer Länge von 33 m, waren und weil sie eine Vorspannung erhielten. Die Kräfte, die auf das Widerlager wirken, ließen sich nur mit grober Annäherung erfassen. Unter diesem Gesichtspunkt sind alle zahlenmäßigen Untersuchungen zu betrachten, die im folgenden gebracht werden.

2. Bauwerk

Kurz oberhalb der Eisenbahnbrücke über die Leda bei Leer (Ostfriesland) ist ein Sperrwerk errichtet worden, das das Vordringen des Flutwassers in das Hinterland verhindert. Der früher benötigte große Durchflußquerschnitt an der Brücke war damit nicht mehr erforderlich, und die bisher an den beiden Brückenenden vorhandenen Flußöffnungen konnten durch Dammschüttungen ersetzt werden. Dadurch brauchte beim Wiederaufbau die Brücke, die früher 6 Öffnungen besaß, nur noch 4 Öffnungen zu erhalten und konnte von rd. 220 m auf rd. 158 m Länge gekürzt und erheblich verbilligt werden. An den Stellen der ehe-

igen Vorlandpfeiler wurden nun die Endwiderlager erstellt (Abb. 1).

Über die Beschaffenheit des rd. 100 Jahre alten Bauwerks, insbesondere über die Gründungen der Pfeiler und der Widerlager, gab eine eingehende Baubeschreibung [1] genaue Auskunft. Die Pfahlgründung der Vorlandpfeiler, die

Klärung der auffälligen Erscheinung, daß die alten Widerlager 100 Jahre ohne Anstände gestanden haben, obwohl sie genau so wie die neuen Widerlager gegründet waren, wurde eine Stelle eingeschaltet, die Erfahrung mit Gründungen im Küstengebiet besitzt, die Bundesanstalt für Wasserbau, Außenstelle Hamburg.

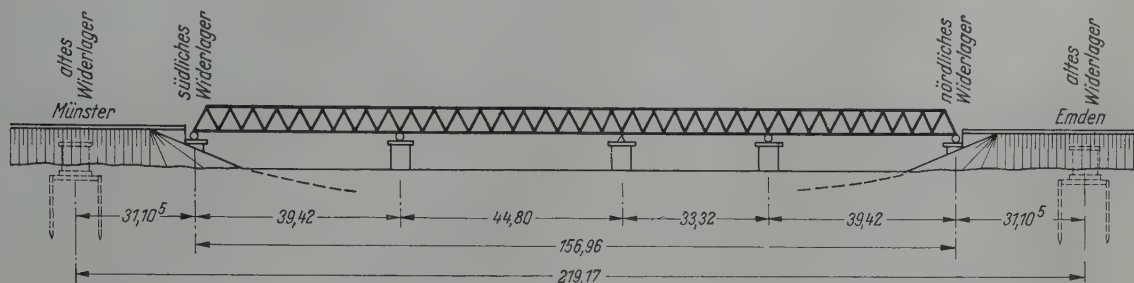


Abb. 1. Ledabrücke bei Leer. Übersicht. Strecke Münster—Emden.

104 Holzpfähle von je 9 m Länge besteht, und die Absenkung der Pfeiler war in gleicher Weise wie die der Widerlager der alten Brücke ausgebildet. Beim Abbruch des alten Pfeilermauerwerks hat man sich außerdem davon überzeugt, daß die Gründungen noch in bestem, fast neuartigem Zustand waren. Diese genauen Kenntnisse ermöglichten zu dem Schritt, die Gründungen der bisherigen Vorlandpfeiler unverändert für die neuen Endwiderlager zu benutzen. Die Gründung war so reichlich bemessen, daß sie den hinzukommenden waagerechten Beanspruchungen dem Erddruck des neuen Dammes unter den üblichen Annahmen rechnerisch voll gewachsen war.

3. Bewegungen

a) Beobachtete Verschiebungen

Nach Inbetriebnahme der Brücke machten sich jedoch an beiden Endwiderlagern Bewegungen zur Flußseite hin bemerkbar. Genaue Messungen zeigten, daß die Widerlager nicht kippten oder sich setzten, sondern sich parallel verschoben. Den zeitlichen Ablauf der Verschiebungen zeigt Abb. 2. Sie betrugen bis zum Einbringen der Ankerpfähle

b) Ursache der Verschiebungen

Die Untersuchung von ungestörten Bodenproben, besonders aus den Schichten unter dem neu geschütteten Damm, ergab, daß der Dargboden (mit Torf durchsetzter Klei und Sand) noch nicht konsolidiert war. Wegen der geringen Wasserdurchlässigkeit der flach anstehenden Klei- und Torfschichten wurde die Zusatzbelastung aus dem neuen Dammkörper anfangs vom Porenwasser getragen. Der dadurch entstehende Porenwasserüberdruck führte zu einem Absinken der Scherfestigkeit und zu einem sehr starken Anstieg des Erddrucks auf das Widerlager. Die Ursache für das ganz andere Verhalten des alten Widerlagers, bei dem keine derartigen Bewegungen aufgetreten sind, ist darin zu suchen, daß es von dem schon damals viel älteren Flußdeich und dem darunter liegenden, bereits konsolidierten Baugrund gegen den waagerechten Druck des damals frisch geschütteten Eisenbahndammes abgesichert wurde.

c) Größe der waagerechten Kraft

Wie groß ist nun die waagerechte Kraft, die auf das Widerlager wirkt?

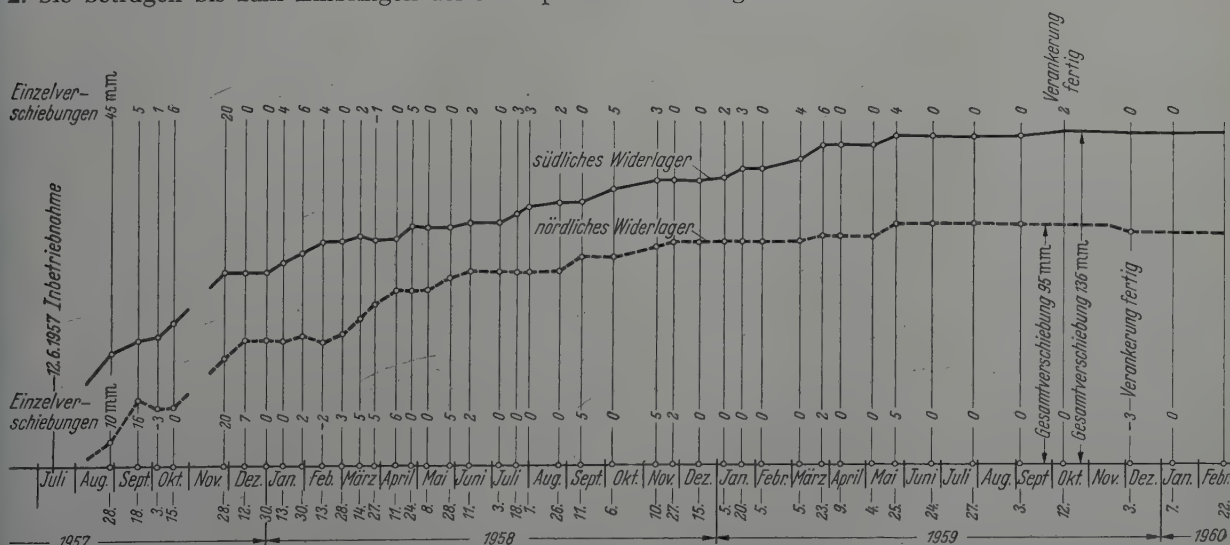


Abb. 2. Zeitlicher Verlauf der Widerlagerbewegungen.

am Widerlager A (Südseite) 136 mm, beim Widerlager B (Nordseite) 95 mm. Da der neue Betonfuß des Pfeilers, der das alte Quadermauerwerk und die Pfahlköpfe glockenförmig umschließt und einspannt, keine waagerechten Verschiebungen des Pfeilers gegenüber der Pfahlgründung zuläßt und die beobachteten Bewegungen auch nicht auf einseitiges Abheben (Kippen) schließen ließen, konnten die Bewegungen nur in der Pfahlgründung selbst liegen. Zur

Der völlig unkonsolidierte Boden ergäbe im ungünstigsten Falle ein

$$q \approx 0$$

und eine waagerechte Kraft gegen das Widerlager von

$$H \approx 1100 \text{ t.}$$

Die Konsolidierung schreitet mit der Zeit fort. Die Zunahme der Scherfestigkeit folgt einer e-Funktion. Theore-

tisch nach unendlich langer Zeit, praktisch im vorliegenden Fall nach einer Gesamtdauer zwischen 10 und 20 Jahren wird nach dem Ergebnis der Kurzzeitversuche die Endfestigkeit erreicht sein mit einem Ersatzscherwinkel von im Mittel

$$\varphi = 25^\circ.$$

Obwohl die Bewegungslinie (Abb. 2) mit der Zeit deutlich flacher verläuft und die Zunahme der Konsolidierung zur Zeit der Planung für die Verankerung (Mitte 1958) verdeutlicht, konnte es nicht verantwortet werden, auf den Ablauf derartiger Zeiträume zu warten. Bei Fortgang der Bewegungen war das Bauwerk dadurch gefährdet, daß die Gründung ihre Standfestigkeit einbüßen und die Pfähle auf Biegung überbeansprucht würden. Die zur Zeit der Untersuchung, nach etwa zweijähriger Konsolidierung, im Mittel vorhandene Scherfestigkeit in dem in Frage kommenden Belastungsbereich wird im Gutachten angegeben durch den Ersatzscherwinkel

$$\varphi = 20^\circ.$$

Damit ermäßigt sich die Kraft gegen das Widerlager auf

$$H = 640 \text{ t.}$$

Darüber hinaus wirken einige weitere Größen entlastend, die unberücksichtigt geblieben sind, weil sie sich nicht exakt erfassen lassen.

1. Junge alluviale Sedimente sind als Folge ihrer Entstehung häufig und auch hier von dünnen Feinsandbändern durchzogen, die als Drainage wirken und die Konsolidierung beschleunigen.

2. Die Bewegung zum Flußbett hin löst auf dieser Seite einen Erddruck aus, der größer als der Ruhedruck ist, mit dem gerechnet wurde.

3. Die Reibung der gesamten Pfahlgründung im Bereich des nicht tragfähigen Bodens.

d) Aufnehmbare Kraft

Der Raum unter dem Quadermauerwerk und dem Holzrost (Abb. 3) wurde beim Neubau mit Zementmörtel verpreßt. Die so verfestigte Zone stellt die Verbindung zwi-

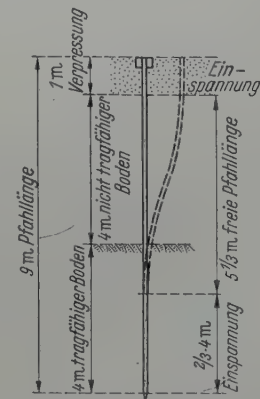
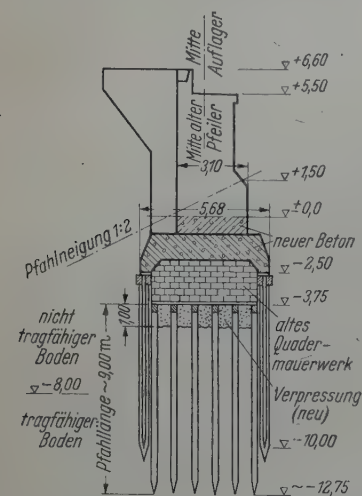


Abb. 4. Angenommene Verformung des Holzpfehles.

Abb. 3 (links). Neues Widerlager mit Gründung.

schen dem massiven Widerlagerkörper und einem Holzrost dar, in dem die Köpfe der Holzpfähle und der Spundbohlen eingespannt sind. Außerdem können die Pfähle und die Spundbohlen auch im Sandboden, in den sie 4 m tief einbinden, als eingespannt gelten. Dabei wird (Abb. 4) im Kopf mit voller Einspannung, im Sandboden mit einer Einspannung im oberen Drittpunkt gerechnet.

Auch hier bleibt wieder eine rechnerisch nicht zu erfassende Größe ungünstigerweise außer Ansatz, nämlich die Reibungskräfte, die in den Fugen der Holzspundwand übertragen werden und ihr Widerstandsmoment vergrößern. Eingesetzt wird nur das Widerstandsmoment der Einzelbohlen.

Vorhanden sind 114 Pfähle $\varnothing$ 30 cm;

$$W = 114 \cdot 2651 = 302\,000 \text{ c}$$

Spundbohlen 12 · 26 cm

40 Spundbohlen

$$W_x = 40 \cdot 1352 = 53\,000 \text{ c}$$

56 Spundbohlen

$$W_y = 56 \cdot 624 = 35\,000 \text{ c}$$

$$W = 390\,000 \text{ c}$$

Wenn diese Gründung allein die waagrechten Kräfte aufnehmen sollen, wäre die zulässige Beanspruchung des Holzes weit überschritten worden. Deshalb und auch aus betrieblichen Gründen kam man zu grundsätzlich anderen Überlegungen. Denn die Ausräumung des nicht konsolidierten Bodens unter Hilfsbrücken hätte neben hohen Kosten unliebsame Betriebsstörungen verursacht.

Die Gründung aus Pfählen und Spundwänden kann bei Ausnutzung der zulässigen Beanspruchung des Holzes aufnehmen das Moment

$$M = \sigma \cdot W = 100 \cdot 390\,000 \text{ kgcm} = 39\,000 \text{ tcm}$$

und bei einer freien Pfahllänge von $5\frac{1}{3}$ m und damit einer Biegelänge (Abb. 4) von

$$h = \frac{1}{2} \cdot 5\frac{1}{3} = 2,67 \text{ m}$$

die waagrechte Kraft

$$H = \frac{M}{h} = \frac{39\,000}{2,67} = 146 \text{ t.}$$

Als waagrechte Kraft, die durch zusätzliche Maßnahmen aufzunehmen ist, verbleibt

$$H_s = 640 - 146 = 494 \text{ t.}$$

4. Verankerung

a) Grundsätzliches

Die Sicherungsmaßnahmen haben zum Ziel, den von der vorhandenen Gründung nicht mit Sicherheit aufnehmbare Teil der H -Kraft möglichst schon oberhalb des Holzrosts abzufangen und in den unter der Dargschicht — also unter NN — 8,0 m — anstehenden Sand einzuleiten. Da bei gleicher axialer Traglast des sichernden Einzelgliedes der vor ihm aufnehmbare Teil der H -Kraft mit zunehmender Steilheit schnell abfällt, verdienen solche Maßnahmen von vorn herein den Vorzug, bei denen die Tragglieder flach verlaufen. Die Sicherung war grundsätzlich möglich durch Abstützung mit Hilfe von Druckelementen nach der Wasserseite oder durch Verankerung mit Hilfe von Zugelementen nach der Landseite.

Druckglieder hätten sich wegen der gegebenen Einbaumöglichkeiten nur neben den Widerlagern anbringen und das Widerlager selbst nur über einen verbindenden Balken abstützen lassen. Um ihre Länge und damit ihre Abmessungen nicht zu groß werden zu lassen, hätte man sie verhältnismäßig steil stellen müssen und die in den Baugrund einzuleitenden Belastungen erheblich vergrößert. Abgesehen von den Schwierigkeiten erschienen die aufzuwendenden Kosten unverträglich hoch. Auch die Anordnung von zwei einzelnen Zuggliedern neben den Widerlagern ergab sich als ungünstig, weil sie gleichfalls einen zusätzlichen Balken vor dem Widerlager erforderte. Außerdem erschien die konzentrierte Einleitung der Ankerkräfte in den Baugrund wegen der geringen Scherfestigkeit bedenklich. Am brauchbarsten blieb die Verankerung mit Zuggliedern übrig, die unmittelbar am Widerlager über die ganze Breite verteilt angebracht werden und die Ankerkräfte auch einwandfrei verteilt in den Baugrund einleiten konnten. Bei diesem Verfahren ergaben sich wesentlich geringere Schwierigkeiten und niedrigere Kosten.

b) MV-Pfähle als Zugglieder

In Zusammenarbeit zwischen der Bundesbahndirektion Münster und der Bauunternehmung Robert Kögel, Niederlassung Bremen, die die Massivteile der Brücke errichtete,

te, fiel die Wahl auf ein Verfahren, das in den letzten Jahren hauptsächlich zur Verankerung und Sicherung von Stützwänden verwendet worden war, wenn deren Ankerungen von oben her nicht erreichbar waren, das Verankerungsverfahren mit Müller-Völker-Verpreßpfählen (MV-Pfähle) ¹.

Nach den Angaben des Lizenznehmers „besitzt der MV-Pfahl am unteren Ende einen Pfahlschuh, dessen Grundfläche größer ist als die des eigentlichen Pfahlschaftes. Der MV-Pfahl wird nicht nur in den Boden gerammt, sondern gleichzeitig mit dem Rammen wird eine Verpreßmasse eingeführt, die unten am Pfahlschuh austritt und den Pfahlschaft mit einem Mantel umgibt“.

Über die Erfahrungen mit diesen Pfählen bei Stützwänden und Uferverfestigungen liegen Veröffentlichungen vor [2, 3]. Eine Anwendung bei massiven Widerlagern war zur Zeit der Planungen der Ledabrücke noch nicht bekannt. Der Vollständigkeit halber sei aber erwähnt, daß MV-Pfähle inzwischen auch an anderen Orten zur Verankerung von Bauwerken verwendet worden sind und zwar 1957/58 gegen Kippen einer vorhandenen massiven Pfeilermauer im Rheinhafen Krefeld und Anfang 1959 gegen Kippen und Verschieben einer neuen schlanken Stahlbetonstützmauer am Ruhr-Schnellweg bei Essen-Karnap, die eine Verankerung nicht standsicher gewesen wäre. Beide Male bestanden die Ankerpfähle aus Rundpfählen $\phi 3\frac{1}{2}$ ". Die Pfähle waren im ersten Fall 16 m

lang und 1 : 1 geneigt, im zweiten Fall 13 bis 15 m lang und einer Neigung von 30°.

c) Bemessung der Pfähle

a) Anzahl und Länge. Auf der 13,50 m breiten Stirnseite des Widerlagers ließen sich 5 Pfähle unterbringen, die zur Verankerung eines größeren Bereichs im Sandboden fächerförmig angeordnet waren (Abb. 5 Grundriß). Von der durch die Pfähle aufzunehmenden H-Kraft von 494 t entfiel daher auf jeden Pfahl die waagrechte Kraft $H = 99$ t und wegen der Pfahlnäheigung von $\tan \alpha = 1 : 2$ eine Zugkraft

$$P = \frac{H}{\cos \alpha} = \frac{99}{0,89} = 111 \text{ t.}$$

¹ DBP angemeldet. Erfinder und alleiniger Lizenzgeber Dr.-Ing. Ludwig Müller, Marburg/Lahn.

Nach den Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Uferverfestigungen“ der Hafenbautechnischen Gesellschaft e.V. und der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V. [4] Ziffer 8.1 wird bei einer Pfahlnäheigung von 1 : 2 eine 1,5-fache Sicherheit gefordert, und auch in DIN 1054 Ziffer 4.13 wird die gleiche Sicherheit gegen Gleiten des Bauwerks verlangt. Danach mußte die Tragfähigkeit eines jeden Pfahles

$$P_{Tr} = 1,4 \cdot 111 = 156 \text{ t}$$

betrugen.

Vorgesehen wurde eine Verpreßlänge im tragfähigen Boden (Abb. 3 und 5) von rd. 11 m. Da die Pfahlnäheigung

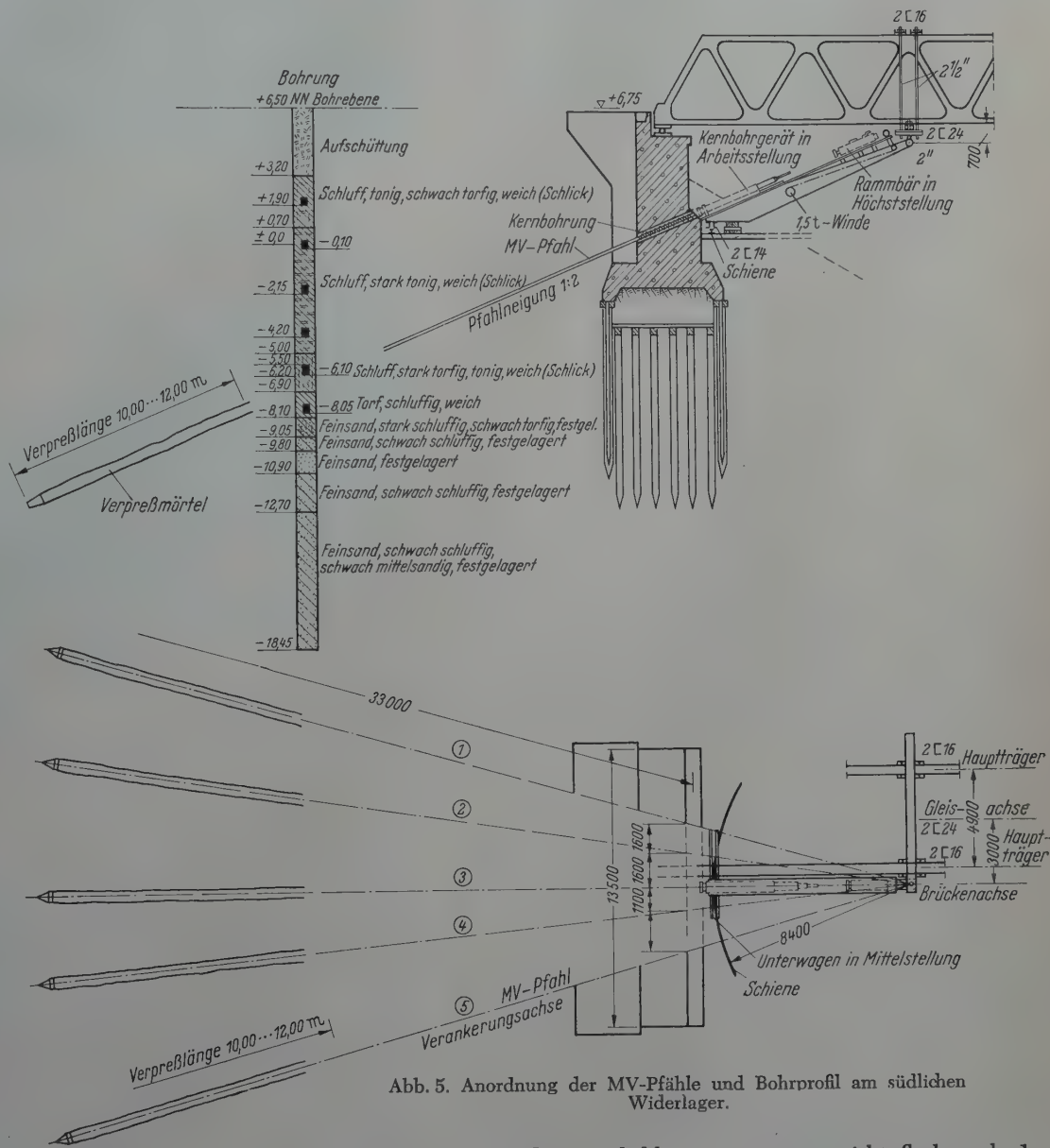


Abb. 5. Anordnung der MV-Pfähle und Bohrprofil am südlichen Widerlager.

wegen der Möglichkeit zu rammen nicht flacher als 1 : 2 gewählt werden konnte und der Pfahlkopf zweckmäßigerweise auf die Schräge an der Wasserseite des Widerlagers zu liegen kam, ergab sich eine Pfahllänge im nicht verpreßfähigen Boden von rd. 21 m und somit die gesamte Pfahllänge zu rd. 32 m.

β) Querschnitt. Der Lizenznehmer für das MV-Verfahren, die Dortmund-Hörder Hüttenunion, stellt Ankerpfähle in den verschiedensten Querschnittsformen her, rechteckige Hohlprofile sowie runde Voll- und Hohlquerschnitte. Weil die zur Verfügung stehende Rammhöhe durch den Raum zwischen der Widerlagerschräge und dem Stahlüberbau der Brücke begrenzt ist, mußte jeder Pfahl aus 5 Teilstücken, von denen das erste 9,24 m, die drei folgenden je 5,80 m

und das Schlußstück 6,00 m lang waren (Abb. 6), zusammengesetzt werden. Der Stoß kann geschweißt oder geschraubt werden. Da die Herstellung des Stoßes das Rammen und Verpressen nur kurze Zeit unterbrechen darf, kam

Rohr unter Zwischenschaltung von Gummidichtungsring (Abb. 9). Das letzte Pfahlstück ist mit einem langen C windeende (Abb. 8) versehen, das zum Anspannen und z Probelastung des eingebauten Pfahles dient.

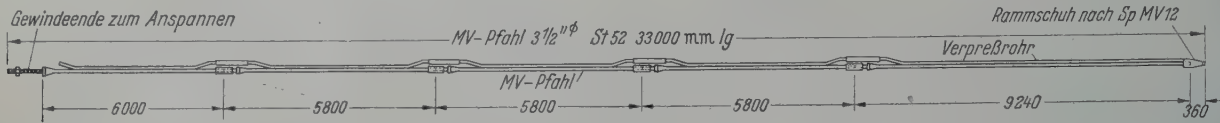


Abb. 6. Übersicht über den MV-Pfahl.

nur ein voller Rundquerschnitt in Betracht, der durch eine Schraubmuffe von entsprechendem Nettoquerschnitt zu stoßen war. Gewählt wurde ein Rundstahl $\phi\ 3\frac{1}{2}$ " aus St. 52. Am unteren Ende des Rundstahles ist ein aus Stahlblech geschweißter und mit einer Schneide versehener Pfahlschuh mit dem Querschnitt 174 · 260 mm (Abb. 7) an-

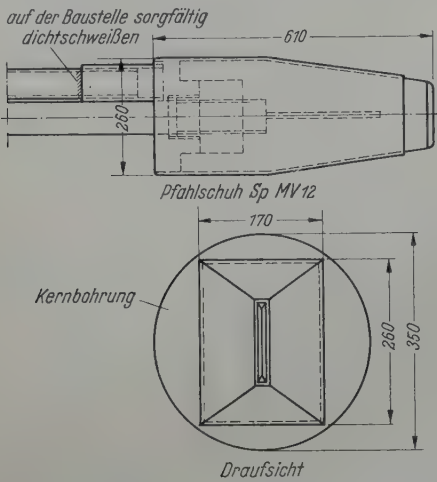


Abb. 7. Pfahlschuh mit Anschluß des Verpreßrohres.

geschraubt, der gegen Verdrehen gesichert ist. Am Pfahl ist ein Verpreßrohr $\phi\ 2$ " durch Schellen angeschweißt. Die Verbindung zwischen zwei Pfahlstücken besteht aus einer Ankerkupplung und zwischen den Verpreßrohren aus einem

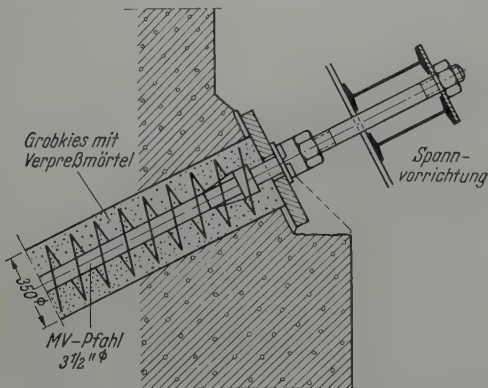


Abb. 8. Kernbohrung $\phi\ 350$ mm im Widerlager und Pfahlkopf mit Spannvorrichtung.

d) Einbringen und Verpressen

Die Widerlager wurden im Bereich der Schräge mitte eines Diamantkernbohrers von 35 cm Durchmesser (Abb. 10) durchbohrt. Die Kernbohrmaschine wurde ebenso wie sp ter auch die Ramme zum Niederbringen der Pfähle a einer Lafette befestigt, die am inneren (östlichen) Haug träger der Brücke (Abb. 5) aufgehängt war und sich um d Aufhängepunkt beliebig verschwenken ließ.

Die Bohrungen mußten ungleichmäßig am Widerlag angeordnet werden, weil sich hinter dem Widerlager Res von Stahlspundwänden befinden, die ihrer Lage nach b kannt waren, aber vom Kernbohrgerät nicht durchdrung werden konnten. Zur Rammung diente eine Schnellschla ramme „SZ 500 Diesel“, deren Bär auf der Lafette v einer 1,5 t Winde geführt wurde (Abb. 11).

Vom Beginn des Niederbringens an mußte im Verpreß rohr die Verbindung zur untersten Stelle im Pfahlschuh au recht erhalten werden. Zu diesem Zweck wurde währen des Rammens laufend Wasser hinuntergedrückt, das dur die vom Rammschuh um den Pfahl herum im Boden hinte lassene Öffnung und durch die Bohrung im Widerlager ob wieder herausfloß. Erst während des Niederbringens d letzten 10 bis 12 m wurde das Verpreßmittel eingebracht

Weil die Tragfähigkeit des eingebrachten Pfahles erster Linie von der einwandfreien Verpressung abhängt, galt dem Verpreßvorgang die besondere Aufmerksamkeit der Bauaufsicht und der Bauüberwachung. Entsprech den Richtlinien des Erfinders bestand das Verpreßmittel a 50 kg Portlandzement, 23 l Wasser und 4 kg Traß, dem Sack Zement 1 kg Tricosal H 181 zugegeben wurde, um d Abbindevorgang zu verzögern und das Abbindevolum zu vergrößern. Diese Mischung ergibt rd. 42 l Verpreßmitt je Sack Zement. Das Verpreßmittel wurde in einem Rüh gerät hergestellt und über einen Vorratsbehälter ein Hänypumpe zugeführt, die die Mischung während d Rammvorganges mit 2 atü durch die Verpreßleitung in d Hohlraum hinter dem Pfahlschuh hineindrückte. Nach d Rammern wurde mit einem Überdruck von mindestens 6 a nachgepreßt. Der Verbrauch an Verpreßmittel betrug mi destens 2 Sack Zement = 84 l Verpreßmittel je m Verpreß länge. Der Verpreßkern ist also im Querschnitt wesentli größer als der vom Pfahlschuh 17,4 · 26,0 cm² geschaff Hohlraum, der nur rd. 45 l/m ausmacht.

Die Pfähle haben folgende Gesamtlängen:

Pfahl	1	2	3	4	5
Länge	33,0	33,0	27,0	33,0	33,0 m.

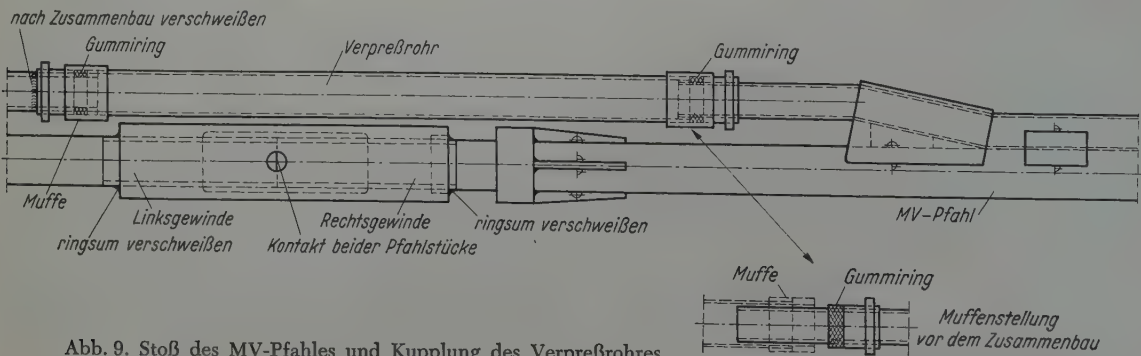


Abb. 9. Stoß des MV-Pfahles und Kupplung des Verpreßrohres.

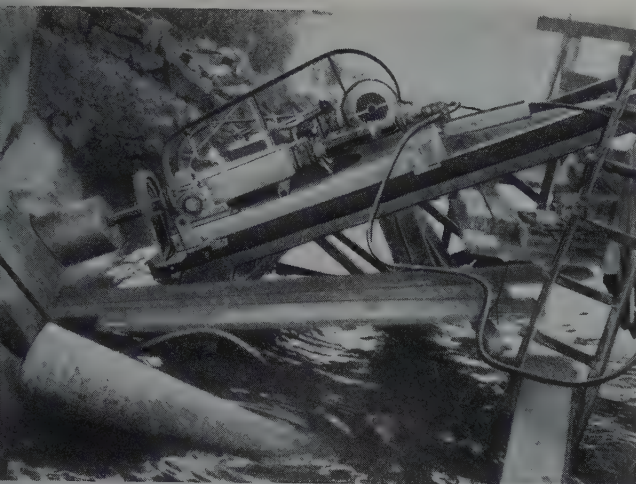


Abb. 10. Kernbohrgerät am südlichen Widerlager.
Vorn ein herausgebohrter Betonkern.



Abb. 11. Rammen des MV-Pfahles.
Links unten Zugpfahl und Verpreßrohr.

Die richtige Lage der Pfähle im Boden läßt sich naturgemäß nicht prüfen. Aber nichts deutet darauf hin, daß sie senkrechter oder waagrechter Richtung abgeirrt sind.

5. Tragfähigkeit

a) Grundlagen

Ursprünglich war beabsichtigt, den einen oder anderen auszuwählenden Pfahl zur Probe zu belasten. Weil aber auf die Mitwirkung von keinem der 5 Pfähle verzichtet werden konnte, durfte die Belastung nicht bis zur Überwindung der Haftfestigkeit oder bis zu bleibenden Verformungen getrieben werden, also bis zur Grenzbelastung, die die 1,5fache Sicherheit für die Zulässige Belastung darstellt. Zum Ausgleich für den Zwang, die Zugspannung nur mit Vorsicht einzuleiten, wurden die Zugversuche auf sämtliche Pfähle ausgedehnt. Weitere Überlegungen führten zu einer Neuerung gegenüber den einfachen Spundwandverankerungen, nämlich den Zuggliedern in Verbindung mit den Zugversuchen dadurch eine bleibende Vorspannung zu geben, daß bei dem unter Zugspannung stehenden Pfahl die Mutter am Pfahlkopf angezogen wird. Für die Größe der Vorspannung galten folgende Grenzen.

1. **Mantelreibung.** Nimmt man an, der Verpreßkörper sei zylindrisch, so errechnet sich aus dem Verpreßvolumen 84 l/m mit dem Querschnitt $F = 840 \text{ cm}^2$ der Durchmesser zu rd. 33 cm, der Umfang zu rd. 100 cm und die Mantelfläche zu rd. $1 \text{ m}^2/\text{m}$. Nach DIN 1054 Ziff. 5.346 kann mit einer Mantelreibung von 5 t/m^2 gerechnet werden. Nach den Erfahrungen der Hafentechnischen Gesellschaft [5] kann jedoch im Durchschnitt eine Mantelreibung von 10 t/m^2 zugrunde gelegt werden.

Danach beträgt die Mantelreibung bei 11 m Pfahllänge im tragfähigen Baugrund rd. 110 t. Dabei ist die erhebliche Vergrößerung der Reibung durch die unregelmäßige Oberfläche und zum Teil höhere Verbrauch an Verpreßmittel, der eine größere Mantelfläche zur Folge hat, unberücksichtigt geblieben.

Nach den über Spundverankerungen gemachten Angaben [3] wurden sogar Grenzbelastungen von 15 bis 25 t je m Verpreßlänge und damit bei 11 m Pfahllänge 220 t Grenzbelastung erreicht.

2. **Fließgrenze des Rundstahlankers.** Der Rundstahlanker $\phi 3\frac{1}{2}"$ = etwa 88 mm hat einen Bruttoquerschnitt von $F = 60,9 \text{ cm}^2$ und einen Kernquerschnitt von $F_k = 48,9 \text{ cm}^2$. Wird die Fließgrenze des St 52 mit $3,6 \text{ t/cm}^2$ angesetzt, so ist die Zugkraft, die der Anker aufnehmen kann,

$$P_s = \sigma_s \cdot F = 3,6 \cdot 48,9 = 176 \text{ t}.$$

Die Annahmen für die Tragfähigkeit eines Zugpfahles gehen so weit auseinander, daß die wirklichen Verhältnisse durch die oben erwähnten Zugversuche geklärt werden sollten.

b) Zugversuche am südlichen Widerlager

Die verwendete Presse erzeugte bei 100 atü 55 t Zug. Bei den früher angestellten Zugversuchen [2] wurde die Zugkraft nach Erreichung der festgesetzten Größe und der Grenzbelastung jeweils auf Null abgelassen. Hier jedoch wurde nach Erreichung einer gewissen Zugkraft und Anziehen der Mutter am Pfahlkopf der Pfahl eine Zeitlang sich selbst überlassen und danach die gleiche oder eine höhere Zugkraft eingeleitet. Die Kraft-Bewegungslinien haben daher einen anderen Verlauf und gestatten nicht, die gleichen Schlüsse wie dort zu ziehen. Die Kraft-Bewegungslinien für die 5 Pfahlköpfe am südlichen Widerlager sind in Abb. 12 aufgetragen. Die größten eingeleiteten Zugkräfte und die größten Bewegungen der Pfahlköpfe betrugen bei Pfahl

1	2	3	4	5
126	165	126	129	126 t
5,5	13,5	5,5	8,0	12,0 mm.

Zwischen dem ersten Anspannen und dem Nachspannen ging die Zugkraft auf Werte von 100 bis 110 t zurück. Sowohl das Anspannen als auch das Nachspannen verformte den Pfahl elastisch und führte zu einem Schlupf im Boden.

Pfahl 2 nimmt insofern eine Sonderstellung ein, als unmittelbar nach Erreichen der Zugkraft von 165 t mit einer Bewegung von 12,0 mm die Kraft auf 126 t ermäßigt wurde. Dabei ging die Längenänderung um 2,5 mm auf 9,5 mm zurück.

Dem $\Delta P = 165 - 126 = 39 \text{ t}$ entspricht ein $\Delta s = 2,5 \text{ mm}$. Dem Abfall der Kraft entspricht ein Spannungsabfall von

$$\Delta \sigma = \frac{\Delta P}{F} = \frac{39}{61} \text{ t/cm}^2 = 0,64 \text{ t/cm}^2.$$

Dazu gehört der Teil der Pfahllänge, der der Dehnung unterworfen ist, von

$$l = \Delta l \cdot \frac{E}{\sigma} = 0,25 \cdot \frac{2100}{0,64} = 820 \text{ cm} = 8,2 \text{ m}.$$

Man kann daraus schließen, daß die Verpressung nicht nur im tragfähigen Boden, sondern auch in den darüberliegenden nicht in Rechnung gestellten Schichten wirksam ist.

Die Zugkraft von 110 t erzeugt im Anker eine Spannung von

$$\sigma = \frac{P}{F_{\text{brutto}}} = \frac{110}{61} = 1,8 \cdot \frac{\text{t}}{\text{cm}^2}$$

und im Kernquerschnitt von

$$\sigma = \frac{P}{F_k} = \frac{110}{48,9} = 2,25 \cdot \frac{\text{t}}{\text{cm}^2}.$$

Unter Berücksichtigung der fiktiven freien Pfahllänge des Pfahles 2 von 8,2 ist die Längenänderung

$$\Delta l = l \cdot \frac{\sigma}{E} = 8,2 \cdot \frac{1,8}{2100} = 0,007 \text{ m} = 7,0 \text{ mm}.$$

Von der bei 110 t Zug eingetretenen Gesamtbewegung von 13 mm entfallen also auf elastische Formänderung des Stahles 7 mm und auf den Schlupf im Boden 6 mm. Da bei den anderen Pfählen Anhaltspunkte für die elastische Formänderung fehlen, kann man nur annehmen, daß etwa die gleichen Verhältnisse herrschen wie bei Pfahl 2, also etwa die Hälfte auf die elastische Formänderung und die Hälfte auf Schlupf entfällt.

Nimmt man an, daß keine größere Kraft wirksam geblieben ist als die vor dem Nachspannen, so wäre mindestens aber mit der restlichen Zugkraft von 100 bis 110 t zu rechnen, wobei es sich bei dem Wert 110 t des Pfahles 1 um eine Schätzung handelt, weil die Restkraft zu Beginn des Nachspannens bei Pfahl 1 leider nicht gemessen worden ist. Wenn man berücksichtigt, daß die aufzunehmende schräge Pfahlkraft $P = 111\text{ t}$ unter ungünstigen Annahmen ermittelt wurde, so kommt die erzielte Zugkraft dieser Größe ausreichend nahe.

Die unter Ziff. 4c ermittelte Grenzbelastung von 156 t wurde bei Pfahl 2 überschritten, und zwar ohne Nachteile. Denn die nach dem Eintreten des Schlupfes verbliebene Zugkraft von 110 t ist gleich groß wie die der anderen, weniger stark gezogenen Pfähle. Die 1,5fache Sicherheit gegenüber der Grenzbelastung nach Ziff. 8.1 und 8.21 der „Empfehlungen“ [4] ist demnach vorhanden.

Die Einleitung der Zugkraft in die übrigen Pfähle stellt keine Probelastung im Sinne der „Empfehlungen“ dar. Über den Sicherheitsgrad braucht daher bei diesen Pfählen keine Aussage gemacht zu werden.

6. Schwierigkeiten und Änderung der Konstruktion

Bei den Arbeiten am südlichen Widerlager ergaben sich einige Schwierigkeiten. Bei Pfahl 4 riß während des Niederbringens des 2. Pfahlabschnittes die Kupplung des Verpreßrohres ab, wahrscheinlich als Folge von Rammhindernissen hinter dem Widerlager. Die Verpreßleitung verstopfte sich sofort durch eindringenden Boden. Der Pfahl konnte aber so weit herausgezogen werden, daß die Verpreßleitung frei wurde. Bei Pfahl 3 verstopfte sich die Verpreßleitung, nachdem bereits der 4. Pfahlabschnitt niedergebracht und verpreßt war. Wahrscheinlich ist auch hier die Kupplung der Verpreßleitung aufgerissen. Obwohl dieser Pfahl, der wegen der Verpressung nicht mehr gezogen werden konnte, nur etwa 4 m tief in den tragfähigen Boden eingedrungen ist, weist er mit Pfahl 1 den geringsten Schlupf auf (Abb. 13). Er steht also trotz seiner geringen Länge in der Tragfähigkeit den anderen Pfählen nicht nach.

Die Kupplung der Verpreßleitung (Abb. 9) war der schwache Punkt in der Konstruktion der Pfähle. Sie ragte über den Querschnitt des Pfahlschuhs hinaus und war daher durch Hindernisse im Boden gefährdet. Eine andere Kupplung (Abb. 12) wurde entworfen. Sie hat sich bei den Pfählen des nördlichen Widerlagers bewährt.

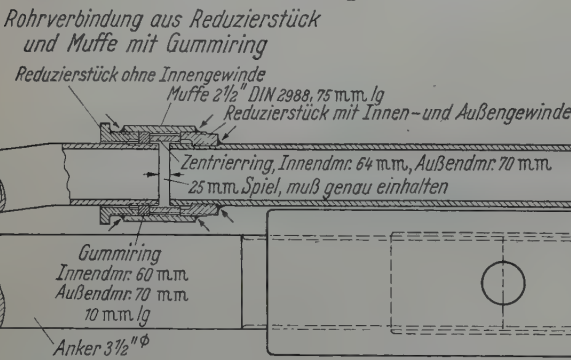


Abb. 12. Stoß des MV-Pfahles und der Kupplung des Verpreßrohres (Neukonstruktion).

7. Nördliches Widerlager

Nach den bodenmechanischen Untersuchungen mußten bei beiden Widerlagern die gleichen Verhältnisse vorliegen. Wie das Zeit-Bewegungsdiagramm (Abb. 2) zeigt, war auf der Nordseite von Anfang an die Bewegung geringer als auf der Südseite und zur Zeit der Sicherungsmaßnahmen fast schon zum Stillstand gekommen. Trotzdem wurden hier die gleichen Anordnungen getroffen wie auf der Südseite, aber in geringerem Umfang. Teils wegen der geringeren Bewegungen, die auf kleinere Kräfte schließen ließen, teils wegen der größeren Behinderung durch hinter dem Widerlager stehengebliebene Spundwandteile wurden

nur 3 Pfähle gesetzt. Sie erhielten Längen von 32,0 m, 26,8 m und 32,0 m. Die beim Spannen gemessenen Bewegungen der Pfahlköpfe waren zwar erheblich größer als

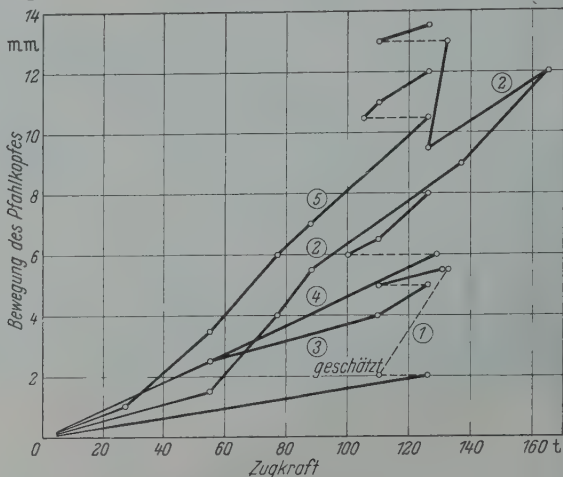


Abb. 13. Zug-Bewegungsdiagramm für die 5 Pfahlköpfe am südlichen Widerlager.

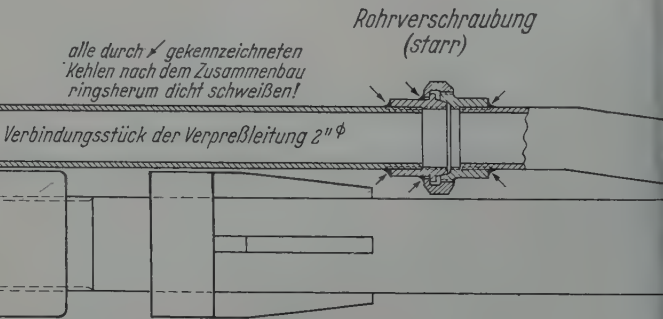
die auf der Nordseite. Sie betrugen 54, 34 und 16 mm. Aber daß auch diese Pfähle die gewünschte Wirkung hatten zeigt der Rückgang der Widerlagerbewegung (Abb. 2) bei der Messung am 3. 12. 1959, zum Zeitpunkt der Verankerung.

8. Kosten

Die Sicherungsarbeiten an den Widerlagern haben einen Kostenaufwand von rund 130 000 DM verursacht. Die Wirtschaftlichkeit der Verkürzung der Brücke geht aus folgender Gegenüberstellung hervor:

Ersparnis durch Kürzung der Brücke	
1. Stahlbau für 1 Gleis	320 000 DM
2. 2 weitere Pfeiler (2gleisig)	400 000 DM
	<u>720 000 DM</u>

Mehraufwand für	
1. Dammschüttung	120 000 DM
2. Sicherung beider Widerlager	130 000 DM
	<u>250 000 DM</u>
	<u>470 000 DM</u>



Die Ersparnis wird um 320 000 DM größer, wenn die Überbauten für das 2. Gleis berücksichtigt werden.

Literatur

1. C. Runde: Bau der Eisenbahn-Brücke über die Leda bei Leer. Notiz-Blatt des Arch.- u. Ing.-Vereins Hannover (1852), S. 407.
2. Finke: Zugversuche und Erfahrungen mit Verankerungspfählen für Uferwände. Baumaschine u. Bautechn. (1956), H. 3.
3. Dortmund-Hörder Hüttenunion AG. Werbeschriften St D 14 873 und St D 3151.
4. Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“. Berlin: Wilh. Ernst & Sohn 1955.
5. Lackner: Technischer Jahresbericht 1959 des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“. Bautechn. (1959), H. 12, S. 471—472, Ziff. 5.



Im Grundriß wird schon isoliert . . .

Die künftigen Bewohner sollen nicht mit Schrecken an die hohen Heizungskosten im Winter denken müssen; sie sollen aber auch nicht gezwungen sein, die Feste der Nachbarn „akustisch“ mitzufeiern.

Ein hervorragendes Isoliermaterial nach dem neuesten Stand der Technik ist **®STYROPOR**, dieser schneeweiße, hochporöse Schaumstoff hat eine ausgezeichnete thermische und akustische Isolierfähigkeit. Eine ca. 1,0 cm dicke Platte verbessert zum Beispiel – je nach Aufbau der Massivdecke – die Trittschalldämmung um 13-15 Phon.

Weitere Eigenschaften von Schaumstoffen aus **STYROPOR**: federleichtes Gewicht (spez. Gewicht $0,02 \text{ g/cm}^3$), saugt aufgrund der geschlossenen Zellenstruktur kein Wasser auf, gute mechanische Festigkeit, leicht zu verarbeiten, beständig gegen Säuren und Laugen, kein Nährboden für Schimmel- und Fäulnispilze, schwer entflammbar.

ie BASF

iefert den Rohstoff **STYROPOR**.
uf Wunsch senden wir Ihnen gern
nschriften von Verarbeiterfirmen.
nden Sie uns bitte diesen Kupon. ▶

BASF

2061



AOA-WERBUNG A 3

Badische Anilin- & Soda-Fabrik A.G.
L U D W I G S H A F E N A M R H E I N

Wir interessieren uns für **STYROPOR** und bitten um Anschriften von Verarbeiterfirmen.

Name: Anschrift:

Beruf oder Firma:

ARBAU

Obererdige Beton-Dosieranlagen

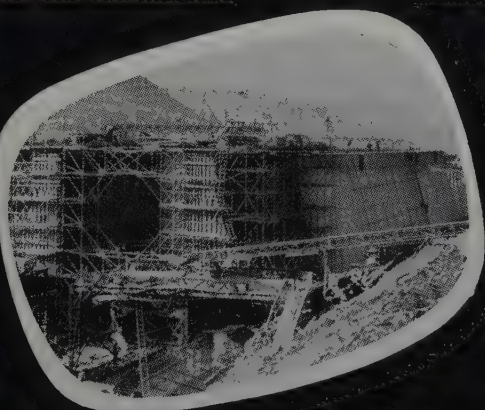
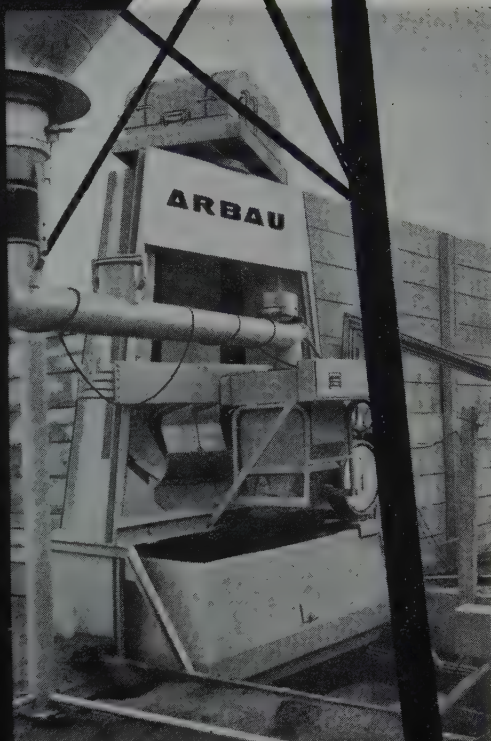
ohne großen Aufwand an Montage,
ohne Behinderung durch Grundwasser,
Gestein und Leitungen,
mit niveaugleicher Lagerung
großer Vorräte an Zuschlagstoffen,
die der Verwiegung
durch Eigengefälle zuströmen,
mit erhöhter Durchsatzleistung
trotz Personalverminderung.
ARBAU-Anlagen sind nach wenigen
Einsätzen amortisiert.

Heidelberg

Mönchhofstraße 15 a Tel. 2 12 61/62

Fernschr. 04-61 819

1"



***PROLAN-Bauten** stellen sich vor . . .
. . . hier Staustufe Detzem/Mosel

. . . bei Großbauten wird
PROLAN-Betonverflüssiger
auch aus wirtschaftlichen
Gründen bevorzugt!

HANS HAUENSCHILD & CO. HAMBURG-WANDSBEK

Moderne Kautschukerzeugnisse für das

BAUGEWERBE

Für alle Einsatzzwecke liefern wir

Gummitteile aus**Naturkautschuk** und**Synthetischem Kautschuk**

in bewährten Ausführungen

Unsere **NEOPRENE***-Qualitäten
sind aufgebaut nach den
Spezifikationen der **AASHO**

Zum Einsatz kommen :

Fugenbänder - Formteile - Platten - Streifen
bewegliche Unterlagen - Abdichtungen aller Art

* Du Pont

**NEW-YORK HAMBURGER
GUMMI-WAAREN COMPAGNIE**
Angeschl.: DR. HEINR. TRAUN & SÖHNE G. M. B. H.
HAMBURG-HARBURG



Rahmenartige Tragwerke nach DIN 1045

Von o. Prof. Dr.-Ing. H. Craemer, Fischerhude über Bremen

K 624.072.33 : 624.074.04

Bei den üblichen Tragwerken des Hochbaus bilden Hauptknoten und Säulen ein Ganzes. Die Auflagerdrehungen des Balkens übertragen sich dadurch auf die Stützen und erzeugen dort Biegemomente. Bei annähernd gleichen Feldweiten und Belastungen sind diese Drehungen und damit die Momente am besten in den Endstützen und beeinflussen die Bemessung oft erheblich. Mit Recht fordert daher DIN 1045, daß diese Wirkung auch dann berücksichtigt wird, wenn die gleichzeitig auftretende Verringerung der Feldmomente außer Betracht bleibt.

Durch das in § 28 angegebene Näherungsverfahren scheint die Aufgabe mit genügender Genauigkeit gelöst. Daß trotzdem noch Verschiedenes problematisch bleibt, soll hier gezeigt werden. Einmal besteht teilweise darüber Unklarheit, wie die Übertragung der Einflüsse aus Belastung verschiedener Geschosse wirkt. Vor allem aber bleibt meist unbeachtet, daß im Normalfall des geschoßweisen Ausrüstens das Eigengewicht zunächst am unvollständigen System angreift und daß beim Weiterbau Spannungumlagerungen durch Kriechen entstehen.

Diese Fragen treten bei jedem Geschoßbau auf, auch dann, wenn er scheinbar „genau“ gerechnet wird. Hier sollen sie größtmöglicher Anpassung an DIN 1045 näherungsweise untersucht werden.

Bei Beurteilung des Genauigkeitsgrades ist zu berücksichtigen, daß der übliche Ansatz für das Trägheitsmoment von Plattenknoten nur eine grobe Näherung darstellt und allein schon dadurch das Ergebnis ungenau wird. Weiter ist zu beachten, daß den höheren Laststufen durch die Abweichungen vom Hookeschen Gesetz günstige Spannungumlagerungen eintreten.

1. Belastung eines einzigen Geschosses

Es seien $k_b = I_b/l$, $k_0 = I_0/h_0$ und $k_u = I_u/h_u$ die Steifigkeiten des Riegels im Stockwerk k und der oben und unten anschließenden Säulen (s. Abb. 1), ferner $M_v (< 0)$ das Endmoment des Balkens an der Stelle a , wenn alle Knoten im

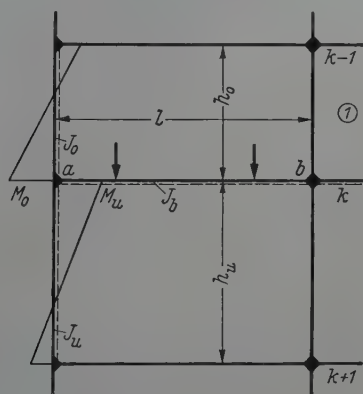


Abb. 1. Rahmenwirkung der Endstützen, Geschoß k belastet.

ne des Cross-Verfahrens festgehalten angenommen werden. Löst man nun den Knoten a , so erhält die obere Stütze

$$M_0 = - \frac{k_0}{\sum k} M_v$$

er mit

$$c_0 = k_0/k_b, \quad c_u = k_u/k_b, \quad (1)$$

und ähnlich

$$M_0 = - \frac{c_0}{1 + c_0 + c_u} M_v, \quad (2)$$

$$M_u = \frac{c_u}{1 + c_0 + c_u} M_v.$$

Man erhält also das gleiche wie nach § 28; das dortige Verfahren ist also nichts anderes als die auf den Endknoten angewandte erste Stufe einer Berechnung nach Cross. Mit der gleichen Berechtigung werden wir deshalb uns für die späteren Abschnitte im allgemeinen mit dieser ersten Stufe begnügen.

Das verbleibende Moment $M_a (< 0)$ des Riegels bei a ist

$$M_a = M_v - \frac{1}{1 + c_0 + c_u} M_v,$$

also

$$M_a = \frac{c_0 + c_u}{1 + c_0 + c_u} M_v. \quad (3)$$

Am anderen Ende, b , wird nach Cross, sofern das Starrspannmoment auch dort M_v ist,

$$M_b = M_v + \frac{1}{1 + c_0 + c_u} \cdot \frac{M_v}{2}$$

oder

$$M_b = \frac{1,5 + c_0 + c_u}{1 + c_0 + c_u} M_v. \quad (4)$$

Aus (3) und (4) kann man den günstigen Einfluß in Feldmitte bestimmen.

Wie zu erwarten, verschwinden für $c_0 = 0$ oder $c_u = 0$ die Momente M_0 bzw. M_u , für $c_0 = c_u = 0$ auch M_a . Geht $c_0 \rightarrow \infty$, so wird $M_0 = -M_v$, $M_u = 0$, $M_a = M_b = M_v$ und ähnlich für $c_u \rightarrow \infty$.

Als Grenzwert für M_b bei $c_0 = c_u = 0$ erhält man $1,5 M_v$, den bekannten Wert bei einseitiger Einspannung in b . Im allgemeinen ist der Einfluß der Säulensteifigkeit auf M_b nicht groß; wichtiger ist hier der Einfluß von Belastung und Steifigkeit des anstoßenden zweiten Balkenfeldes. Es ist also meist richtiger, M_b statt nach Gl.(4) als Stützenmoment eines durchlaufenden Balkens zu berechnen, wie es auch in § 28; Linie 3, vorgesehen ist.

Sind beide Stockwerke gleichartig ausgebildet, so wird

$$c_0 = c_u = c, \quad (5)$$

also

$$-M_0 = M_u = \frac{c}{1 + 2c} M_v \quad (6)$$

und

$$M_a = \frac{2c}{1 + 2c} M_v. \quad (7)$$

2. Belastung mehrerer Geschosse

Bei Belastung eines Geschosses entstehen in den abgelegenen Enden der Stützen, da diese voll eingespannt gedacht sind, Momente in halber Größe, vgl. auch DIN 1045, Abb. 25. Es wird also z. B. das Moment M_0 eines bestimmten Stockwerks k um den halben Wert des Momentes M_u im Geschoß $k-1$ vermehrt, ebenso M_u in k um die Hälfte von M_0 in $k+1$. Wegen der angenommenen Festhaltung in a wird jedoch bei k M_0 durch die Last in $k+1$ und M_u durch diejenige in $k-1$ nicht beeinflusst. Gilt insbesondere (5) für die drei beteiligten Stockwerke, und ist dort auch M_v das gleiche, so werden die Werte aus (6) auf das 1,5fache erhöht.

Eine genauere Untersuchung ist möglich, wenn sämtliche Geschosse gleich belastet und ausgebildet, also $c = \text{const.}$ und $M_v = \text{const.}$ ist und wenn ferner das untersuchte Stockwerk genügend weit von den Enden entfernt ist, so daß die Stockwerkhöhe unendlich gesetzt werden kann. Dann sind nämlich alle Drehwinkel bei a gleich, die Stützen erhalten also nach Abb. 2 in halber Höhe Wendepunkte. Mit $k'_0 = k'_u = 0,75 \cdot 2 k_0$, $c' = 1,5c$ führt dann die Rechnung, wenn wieder die Festhaltung bei b beibehalten und alle Knoten a gleichzeitig losgelassen werden, auf

$$-M_0 = M_u = \frac{3}{2} \cdot \frac{c}{1 + 3c} M_v \quad (8)$$

und

$$M_a = \frac{3c}{1 + 3c} M_v \quad (9)$$

mit c nach Gl. (1).

Abb. 2.
Belastung
sämtlicher
Geschosse

Gilt (5) nicht, so wird man, da wir nur eine Näherung anstreben, trotzdem die Verformung nach Abb. 2 beibehalten dürfen und erhält dann

$$M_0 = -\frac{3}{2} \cdot \frac{c_0}{1 + 1,5(c_0 + c_u)} M_v, \quad (10)$$

$$M_u = \frac{3}{2} \cdot \frac{c_u}{1 + 1,5(c_0 + c_u)} M_v,$$

$$M_a = \frac{3}{2} \cdot \frac{c_0 + c_u}{1 + 1,5(c_0 + c_u)} M_v. \quad (11)$$

Für sehr kleine c_0 , c_u erhält man hier annähernd das 1,5fache der Ergebnisse nach (2) und (3), also das gleiche, was aus DIN 1045 folgt. Ist dagegen c_0 sehr groß, so folgt $-M_0 = M_a = M_v$, ähnlich $M_u = M_a = M_v$ für $c_u \rightarrow \infty$; ist sowohl c_0 wie c_u sehr groß, so wird $-M_0 = M_u = M_v/2$, $M_a = M_v$. Dies ist zu erwarten, da für sehr starke Stützen der Balken voll eingespannt wirkt. Die Grenzfälle werden also durch die Formeln (10) und (11) richtig beschrieben.

Man kann vorstehende Ergebnisse unter noch zu besprechenden Bedingungen für das Eigengewicht heranziehen. Für die Nutzlast sind sie allerdings, streng genommen, etwas zu günstig; eine genauere Untersuchung zeigt nämlich, daß man den ungünstigsten Wert für M_0 erhält, wenn man die Stockwerke $k-3$, $k-1$, k , $k+2$ usw. belastet, ebenso für M_u die Geschosse $k-2$, k , $k+1$, $k+3$, für M_a : $k-3$, $k-1$, k , $k+1$, $k+3$ usw. Der Unterschied ist meist nicht groß und liegt im Rahmen der sonstigen Ungenauigkeiten. Die Feldmomente werden durch Lasten in $k-1$ und $k+1$ günstig beeinflusst, so daß unter Nutzlast hierfür M_a nach (3) zu ermitteln ist.

3. Geschoßweises Ausrüsten

Wie schon eingangs erwähnt, wirkt im Augenblick des Ausrüstens das Eigengewicht des betreffenden Stockwerks k auf ein noch unvollständiges System, da die höher gelegenen Geschosse, $k-1$ usw., noch gar nicht vorhanden sind. Man hat für diesen Fall in (2) also $c_0 = 0$ zu setzen und erhält

$$M_{0k} = 0, \quad M_{uk} = M_{ak} = \frac{c_{uk}}{1 + c_{uk}} M_{vk},$$

wobei die Zeiger k auf die Zugehörigkeit zum k -ten Geschoß hinweisen (s. Abb. 3).

Wird dann später auch das nächsthöhere Geschoß, $k+1$, ausgerüstet, so entstehen hierdurch Momente $M_{u,k-1}$ sowie $M_{0k} = -M_{u,k-1}/2$, während M_{uk} im Sinne der verwendeten Näherung unbeeinflusst bleibt, und zwar ist

$$M_{u,k-1} = \frac{c_{u,k-1}}{1 + c_{u,k-1}} M_{v,k-1},$$

daher

$$M_{0k} = -\frac{1}{2} \cdot \frac{c_{u,k-1}}{1 + c_{u,k-1}} M_{v,k-1}.$$

Nehmen wir an, daß der Balken im Geschoß $k-1$ die gleiche Ausbildung und Belastung hat wie der darunter liegende, so ist $c_{u,k-1} = c_{0k} = c_0$, $M_{v,k-1} = M_{vk} = M_v$, $c_{uk} = c_u$ und es wird aus beiden Geschoßen zusammen

$$M_0 = -\frac{1}{2} \cdot \frac{c_0}{1 + c_0} M_v, \quad (12)$$

$$M_u = \frac{c_u}{1 + c_u} M_v.$$

Da durch M_0 das Rieglmoment M_a ungünstig beeinflusst wird, lassen wir den Knoten a im Geschoß k nochmals und erhalten insgesamt

$$M_a = M_u - \frac{1}{1 + c_0 + c_u} M_0; \quad (13)$$

da M_0 und M_u aus der vorhergehenden Rechnung im allgemeinen bekannt sind, verzichten wir darauf, (12) in (13) einzusetzen.

Im Sonderfalle $c = \text{const.}$ erhält man

$$M_0 = -\frac{1}{2} \cdot \frac{c}{1 + c} M_v, \quad (14)$$

$$M_u = \frac{c}{1 + c} M_v,$$

sowie

$$M_a = \frac{c}{1 + c} \left(1 + \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{1 + 2c}\right) M_v. \quad (15)$$

Für sehr schwache Stützen wird $M_a = 1,5 c M_v$, für sehr starke $M_a = M_v$, wie zu erwarten.

Für Zwecke des nächsten Abschnitts ist es von Interesse, obige Angaben mit denen für gleichzeitige Ausrüstung aller Geschosse, also (8) und (9), zu vergleichen. Es läßt sich dabei zeigen, daß für M_0 und M_a stets das gleichzeitig Ausrüsten ungünstiger ist; für M_u gilt dies nur für schwächere Säulen, und zwar mit $c < 1/3$.

4. Einfluß der Dauerverformung

Die Gleichungen (12) bis (15) gehen wie üblich davon aus, daß die gesamten Verformungen des Tragwerks im Augenblick der Belastung eintreten. Dies ist aber unter Dauerlast keineswegs der Fall. Unter Eigengewicht entstehen die Formänderungen vielmehr erst allmählich und setzen sich auch dann noch fort, wenn weitere Stockwerke angeschlossen und ausgerüstet sind.

Ich habe über das Zusammenwirken alter und neuer Tragwerkstellen einige Untersuchungen¹ veröffentlicht, aus denen hervorgeht, daß die neuen Teile nur dann ohne Beanspruchung bleiben, wenn man mit dem Weiterbauen sehr lange wartet, so daß die Verformung des alten Teils bereits abgelaufen ist.

Baut man dagegen rasch weiter, so zwingt der alte Teil dem neuen weitgehend seine Bewegungen auf. Der dann entstehende Zustand kann dem einer von Anfang an gemeinsamen Wirkung von Alt und Neu, wie sie im Abschnitt 2 beschrieben ist, ziemlich nahe kommen.

Zwischen diesen beiden Grenzen liegt die Wirklichkeit. Wo dazwischen, das läßt sich nur bei Kenntnis des Zeitverformungs-Gesetzes und des Bauzeitplans (und seiner Einhaltung!) in umständlicher Rechnung ermitteln. Es bleibt also, da wir hier ein einfaches Verfahren anstreben, nur übrig, den jeweils ungünstigeren der beiden Grenzfälle in Betracht zu ziehen. Das Risiko, dabei unter Umständen merkbar zu ungünstig zu rechnen, muß in Kauf genommen werden.

5. Beispiele

a) Schwache Stützen. Es sei $c_0 = 0,1$, $c_u = 0$, aus Eigengewicht $M_{vg} = -6,0$, aus Nutzlast $M_{vp} = -4,0$ mt. Aus Eigengewicht bei geschoßweisem Ausrüsten und langsamem Weiterbau nach (12) und (13):

$$M_0 = 0,5 \cdot 0,1 \cdot 6,0/1,1 = 0,27 \text{ mt},$$

$$M_u = -0,2 \cdot 6,0/1,2 = -1,00 \text{ mt},$$

$$M_a = -1,00 - 0,27/1,3 = -1,21 \text{ mt}.$$

Dagegen bei schnellem Baufortschritt im ungünstigsten Falle nach (10) und (11):

$$M_0 = 1,5 \cdot 0,1 \cdot 6,0/1,45 = 0,62 \text{ mt},$$

$$M_u = -1,5 \cdot 0,2 \cdot 6,0/1,45 = -1,24 \text{ mt},$$

$$M_a = -1,86 \text{ mt}.$$

Maßgebend sind hier die letzteren Werte.

¹ Ing.-Archiv 14 (1943), S. 119–135; Beton- u. Stahlbt. 48 (1953) S. 41–44 u. a.

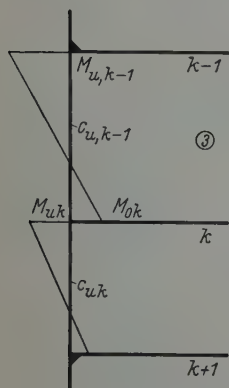


Abb. 3.

Aus Nutzlast wiederum nach (10) und (11):

$$\begin{aligned} M_0 &= 4,0 \cdot 0,62/6,0 = 0,41 \text{ mt}, \\ M_u &= -4,0 \cdot 1,24/6,0 = -0,82 \text{ mt}, \\ M_a &= -4,0 \cdot 1,86/6,0 = -1,24 \text{ mt}, \end{aligned}$$

für das Feldmoment aus Nutzlast nach Abschnitt 2:

$$M'_a = -0,3 \cdot 4,0/1,3 = -0,92 \text{ mt},$$

zusammen demnach:

$$\begin{aligned} M_0 &= 0,62 + 0,41 = 1,03 \text{ mt}, \\ M_u &= -1,24 - 0,82 = -2,06 \text{ mt}, \\ M_a &= -1,86 - 1,24 = -3,10 \text{ mt}, \\ M'_a &= -0,92 \text{ mt}. \end{aligned}$$

b) Starke Stützen. Es sei $c = \text{const.} = 1,5$, M_v wie oben. Eigengewicht bei langsamem Bauen:

$$\begin{aligned} M_0 &= 0,5 \cdot 1,5 \cdot 6,0/2,5 = 1,80 \text{ mt}, \\ M_u &= -1,5 \cdot 6,0/2,5 = -3,60 \text{ mt}, \\ M_a &= -3,60 - 1,80/4,0 = -4,05 \text{ mt}. \end{aligned}$$

Desgleichen bei schnellem Bauen aus (8) und (9):

$$\begin{aligned} M_0 &= 1,5 \cdot 1,5 \cdot 6,0/5,5 = 2,45 \text{ mt}, \\ M_u &= -2,45 \text{ mt}, \\ M_a &= -4,90 \text{ mt}. \end{aligned}$$

Aus Nutzlast das 4,0/6,0fache:

$$\begin{aligned} -M_0 &= M_u = -1,63 \text{ mt}, \\ M_a &= -3,27 \text{ mt bzw. aus (7):} \\ M'_a &= -3,0 \cdot 4,0/4,0 = -3,0 \text{ mt}. \end{aligned}$$

Zusammen:

$$\begin{aligned} M_0 &= 2,45 + 1,63 = 4,08 \text{ mt}, \\ M_u &= -3,60 - 1,63 = -5,23 \text{ mt}, \\ M_a &= -4,05 - 3,27 = -7,32 \text{ mt}, \\ M'_a &= -3,00 \text{ mt}. \end{aligned}$$

Über Bogenträger des kleinsten Volumens

Von Mok-Kong Shen, Karlsruhe

K 624.072.324

Der zweigelenkige Bogenträger von kleinster Länge bei gegebenem Horizontalschub ist für gleichmäßige Vollbelastung und für Einzellast im Scheitel unter Annahme konstanter Steifigkeit EI von Th. Pöschl behandelt worden [1]. Es liegt nahe, daß man sich auch fragen wird, welche Achse ein Bogenträger haben soll, um sein Volumen zum Minimum zu machen. Da eine allgemeine analytische Lösung dieses Problems große Schwierigkeiten bereitet, wollen wir uns im folgenden auf die einfachsten Belastungsfälle beschränken. Es wird der Einfachheit halber die Annahme gemacht, daß der Effekt der Bogenachsenverkürzung vernachlässigbar ist.

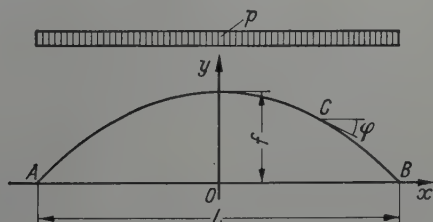


Abb. 1.

Es sei eine gleichmäßige Vollbelastung p pro Linieneinheit gegeben. Die Stützlinie ist hier eine Parabel mit der Gleichung (Abb. 1):

$$y = f - \frac{4f}{L^2} x^2,$$

wobei wir als die Achse des Bogenträgers nehmen.

Der Horizontalschub berechnet sich:

$$H = \frac{p L^2}{8 f}$$

und die Normalkraft am Querschnitt:

$$N = H / \cos \varphi.$$

Die erforderliche Querschnittsfläche ist:

$$F = \frac{N}{\sigma_0} = \frac{H}{\sigma_0 \cos \varphi},$$

worin σ_0 die dem Entwurf zugrunde liegende Druckspannung bedeutet.

Das Volumen des Trägers ist somit:

$$V = 2 \int_0^{L/2} F ds = \frac{2 H}{\sigma_0} \int_0^{L/2} \frac{dx}{\cos^2 \varphi}$$

$$\begin{aligned} &= \frac{2 H}{\sigma_0} \int_0^{L/2} \left[1 + \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 \right] dx = \frac{2 H}{\sigma_0} \int_0^{L/2} \left(1 + \frac{64 f^2}{L^4} x^2 \right) dx = \\ &= \frac{p L^2}{8 \sigma_0 e} \left(1 + \frac{16}{3} e^2 \right), \end{aligned}$$

worin e das Pfeilverhältnis f/L ist.

Das Volumen wird ein Minimum, wenn

$$\frac{dV}{de} = 0,$$

woraus sich ergibt:

$$e_m = \frac{\sqrt{3}}{4}.$$

Das kleinste Volumen für die angenommene Belastung ist demnach:

$$V_m = \frac{p L^2}{\sqrt{3} \sigma_0}.$$

Abb. 2 zeigt die Änderung des Trägervolumens mit dem Pfeilverhältnis.

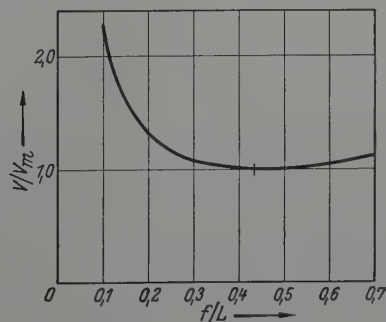


Abb. 2.

Es zeigt sich, daß sich unter der angenommenen Belastung das Pfeilverhältnis innerhalb einem ziemlich breiten Bereiches ändern kann, ohne beträchtlichen Unterschied im Trägervolumen zu verursachen. Vermindert man jedoch das Pfeilverhältnis unter 0,3, so hat man mit einer ziemlich raschen Steigerung des Trägervolumens zu rechnen.

Wir wollen noch den Fall einer symmetrischen Vollbelastung behandeln, welche sich aus einer gleichmäßigen

und einer nach einer Parabel veränderlichen Belastung zusammensetzt (Abb. 3).

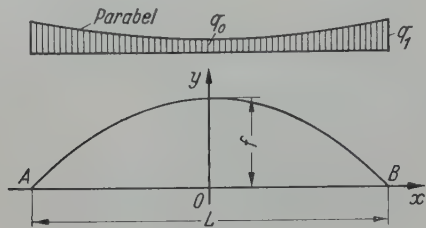


Abb. 3.

Die Stützlinie ist hier:

$$y = f - \frac{8f}{(5q_0 + q_1)L^2} \left[3q_0x^2 + \frac{2(q_1 - q_0)}{L^2} x^4 \right]$$

und der Horizontalschub:

$$H = \frac{(5q_0 + q_1)L^2}{48f}$$

Analog dem ersten Fall bekommen wir:

$$V = \frac{(5q_0 + q_1)^2}{48\sigma_0 e}$$

$$\cdot \left\{ 1 + \frac{64e^2}{(5q_0 + q_1)^2} \left[3q_0^2 + \frac{6}{5}q_0(q_1 - q_0) + \frac{1}{7}(q_1 - q_0)^2 \right] \right\}$$

und daraus die Bedingung für kleinstes Volumen, unter der Voraussetzung, daß sich die Größe q_1 nicht mit f ändert,

$$e_m = \frac{5q_0 + q_1}{8 \sqrt{3q_0^2 + \frac{6}{5}q_0(q_1 - q_0) + \frac{1}{7}(q_1 - q_0)^2}}$$

Nach dieser Gleichung berechnet sich:

q_1/q_0	1	2	3	4	5	6
e_m	0,433	0,420	0,409	0,401	0,394	0,388

Da sich die obigen e_m -Werte nur wenig voneinander unterscheiden, ist unsere Annahme, daß q_1 bei Aufstellung der Minimalbedingung als Konstante betrachtet werden darf, für die praktischen Fälle (worin eine Beziehung etwa $q_1 - q_0 = \gamma f$ besteht) ohne bedenklichen Fehler berechtigt. Somit dürfen wir schließen, daß das Pfeilverhältnis für kleinstes Volumen des Bogenträgers unter der angenommenen Belastung in der Nähe von 0,4 liegt.

Es sei bemerkt, daß eine nicht allzu große Änderung des Trägervolumens im allgemeinen nur geringen Einfluß auf die Wirtschaftlichkeit der Projekte hat. Um die wirtschaftlich günstigste Pfeilhöhe eines Bogenträgers festzustellen, müßten die Kosten der Widerlager, der Querrwände oder der Längswände mit Überschüttung, der Leherüste usw. mit berücksichtigt werden. Allerdings ist in den meisten Fällen der Praxis die Pfeilhöhe wegen anderer Überlegungen in einem gewissen Bereich eng beschränkt, so daß ein für die gegebene Nutzbelastung theoretisch kleinstes Volumen des Trägers überhaupt nicht erzielt werden kann. Jedoch dürften derartige Erkenntnisse unter günstigeren Umständen bei Vorarbeit von Wert sein, wie es z. B. bei dem Zentralwinkel 133°34' für Bogendämme der Fall ist.

Literatur

1. Th. Pöschl: Über ein Minimalproblem aus der Theorie der Bogenträger. Ing.-Arch. 2 (1931), Heft 3.

Die Lehre der Talsperrenkatastrophe Malpasset-Frejus

Von o. ö. Professor Dipl.-Ing. Dr. Hermann Grengg, Graz

DK 627.891.001.86 (449)

Mehr als andere Bereiche des Bauingenieurwesens ist der konstruktive Wasserbau in seiner Entwicklung durch Fehlschläge gekennzeichnet; durch Katastrophen, die allgemein bekannt, diskutiert und oft auch mißverstanden werden, wobei ihre Schadenswirkung furchtbare Superlative erreicht; und durch zahlreiche weniger auffällige Mißerfolge, die nur von einem Kreis Betroffener beobachtet und — wenn es gut geht — als Erfahrung verwertet werden. Diese fatalen Meilensteine der Entwicklung deuten nicht etwa auf eine besondere technisch-wissenschaftliche Schwäche des Faches, sondern begründen sich aus dem Umgang mit einer unberechenbaren Natur, d. h. man hat es nicht mit wohl definierten Naturkräften zu tun, sondern gewissermaßen mit der Natur selbst in Gestalt von Regenfluten, Hochwasser, Eisgang, Lawinen, Geländetücken und dergleichen mehr. Eben deswegen versucht man Distanz zu halten, d. h. Sicherheiten unbekannten Ausmaßes vorzuschalten, was wiederum den Erfahrungsumsatz erschwert und dadurch die fortschreitende Erkenntnis hemmt; denn so bitter es klingen mag, wenn unschuldige Menschenleben als Kaufpreis der Erkenntnis geopfert werden — der Weg der Großtechnik ist mit solchen Opfern gepflastert, und wahrhaft tragisch, ja verrückt wird die Sache erst dann, wenn offensichtliche menschliche Unzulänglichkeit, wenn die Mißachtung längst bekannter Kunstregeln die Schuld trägt. Dann geht ein bitteres Lehrgeld ohne Lehre verloren. Dergleichen kommt aber im konstruktiven Wasserbau ziemlich selten

vor, und so geht es denn in genügendem zeitlichem Abstand von der Katastrophe vor allem um die Lehre daraus.

Versucht man nun im vorliegenden Fall unter Verzicht auf jegliches nachträgliche Besserwissen nichts anderes als eben diese Lehre freizulegen, so stößt man sogleich auf eine neue Schwierigkeit. Der Talsperrenbau ist nämlich charakterisiert durch das Vorherrschen der örtlichen Besonderheiten und der Unvergleichbarkeit der Bauwerke untereinander. Dazu kommt noch die jeweilige Einmaligkeit der von Menschen gesteuerten Baugeschichte, die aber nur einen anonymen Bauherrn kennt. So darf man im Falle Malpasset die lokale, turbulent-politische Initiative ohne sicheres ökonomisches Ziel, als Folge davon Geldmangel, der selbstverständliche Vorarbeiten verhinderte, ferner das Fehlen eines im Talsperrenbau sachkundigen Bauherrn (— der Electricité de France wäre ein Malpasset nie passiert —) und nicht zuletzt die jahrelange Verzögerung des Vollstaues als einmalig bezeichnen; der totalen Füllung eines reichlich für spätere Beileitungen bemessenen Stauraumes standen Hindernisse entgegen, deren Überwindung sich zunächst nicht lohnte und außerdem fehlte in einer Reihe von Trockenjahren, die an der Riviera nicht selten sind, das nötige Wasser. Die folgende tagelange spätherbstliche Regenflut wurde so, obwohl als solche auch klimabedingt, zum entscheidenden Ereignis des 3. Dezember 1959. Doch muß eine Talsperre dergleichen wohl aushalten, und die einzige Lehre, die man aus diesen besonderen Umständen ziehen kann, ist zunächst nur die, daß ein Stauwerk von 62 m Höhe von

hm³ Wasseransammlung in nächster Nähe dichtester Bedeckung als Objekt sehr ernst genommen werden will.

Indessen weniger die bezeichneten besonderen Umstände haben die Fachwelt beunruhigt, als vielmehr die Tatsache, daß der Entwurf von künftiger Hand stammt, und anno 1956 vor Fachleuten der ganzen Welt als Vorbild bezeichnet wurde (Symposium on Arch Dams, Colorado State University, September 1957) und daß eine Gewölbemauer versagte, welcher Typ bisher und nicht zuletzt bei der eben zitierten Tagung für unzerstörbar gehalten wurde. Vorweg sei hier bezweifelt, ob man die sehr elegant geräumte dünne Zylinderschale Malpasset (Dicke von 1,50 m zunehmend auf 6,91 m) noch als „Gewölbemauer“ im üblichen, vielleicht germanisch zu nennenden Sinn bezeichnen kann. Wichtiger als dieser Vorbehalt ist aber die Stellung des Entwurfes im Gesamtgeschehen. Man darf dem offiziellen französischen Vorbericht glauben, daß die Berechnung fehlerlos war, und mehr als das: die Gestalt ist hochgezüchtet — aus reicher Erfahrung mit dem offensichtlichen Mangel, die Kalamität der Biegespannungen durch hohen Druck zu beheben, dies allerdings unter Voraussetzung eines ausgezeichneten Betons und eines völlig einwandfreien Bergkörpers unter offensichtlicher Duldung von Kragträgerzugspannungen an der Sohle; allein schon der Aufstandsdruck in der linken von wenigstens 90 kg/cm² zeigt dies deutlich. Die Empfindlichkeit des Typs gegen Mängel des Untergrundes ist der prominente Entwurfsverfasser selbst bei der oben erwähnten Tagung betont, also ist gar keine andere Deutung möglich, als daß er den Untergrund für sehr gut gehalten hat. Der Sperrbeton war gut, das beweisen die Längsschnitte und die weithin vom Wassersturz verlagerten Trümmer aus Beton und daran haftenden Felsblöcken. Der Untergrund, Gneis oder Gneisglimmerschiefer, war zum mindesten im linken Flügel nicht gut, und war weder durch ausreichende Kernbohrungen aufgeklärt, noch durch Injektionen verfestigt und in den vorhandenen Klüften gedichtet. Nun sind eben vier zuständige Fachgebiete genannt worden: Baustatik, Grundbau, Betontechnologie und technische Geologie. Diese Aufzählung ist aber keineswegs vollständig, und es erhebt sich die Frage, ob denn so viele Fachgebiete, jeweils betreut von einem Verantwortlichen, sich ganz von selbst zu einer so wohlgefühten Arbeitsgemeinschaft zusammenschließen, daß keine Lücken bleiben. Wer diese Arbeitsgemeinschaft steuert, ist unwichtig, aber eine bestimmte Person, genauer: Persönlichkeit muß es sein. Fehlt diese, dann kann sogar ein Teilgebiet unbetreut bleiben und dann lauert in den unvermeidbar mißverständlich aufklaffenden Lücken die stumme Gefahr. Dies ist in dürren Worten die allgemein gültige und wichtigste Lehre von Malpasset. Sie ist zugleich ein Einspruch gegen die immer weiter zunehmende Spezialisierung auch des Bauingenieurwesens ohne zusammenfassende Gegenwirkung, ohne eine ausreichende Klammer über das Ganze.

Der Einsturz des Bauwerkes ist durch Nachgeben des linken Widerlagers infolge eines Felsgrundbruches erfolgt, wobei es offen bleibt, ob die schwingungsweiche Betonschale durch eine Erregungsschwingung, ausgehend vom Grundablaß, der einige Stunden lang vor der Katastrophe ganz geöffnet war (Förderleistung mindestens 40 m³/s), oder ausgehend von einem dünnen Überfallstrahl (ganz knapp vor dem Einsturz) aufgeschaukelt wurde, und ob der Kluffluidruck infolge steigenden Staus und Regenwasserein-

wirkung aktiv wurde. Der französische Bericht verneint die erstgenannte Vermutung. Das Druckwassergefälle war bei einer so schlanken Sperre jedenfalls sehr steil und wir wissen aus einem österreichischen Beispiel, ebenfalls in Gneis, welche ungeheuren Kräfte auf solche Art wirksam werden können. Der Mauerflügel lag auf dem flacheren linken Hang überhaupt nicht gut, darauf deutet schon das künstliche Gewichtswiderlager links hin, das die nahezu hangparallele Kronenkämpferkraft abzufangen hatte. Außerdem war das Fallen und Streichen der Schichtflächen besonders am linken Flügel als Zeichen eines komplexen Gebirgsbaues recht wechselnd. Talseits verlief einige Meter unter der Felsoberfläche eine große Klufffläche zwar nicht gerade talwärts fallend, aber doch so, daß der Betonflügel samt dem Aufstandsfels an jenem Harnisch abgleiten konnte. Beim Durchbruch der Wassermassen an dieser Stelle fiel dann ein Teil des Gewichtswiderlagers talwärts ab. Die große Gleitfläche ist auffallend genug und auch auf Bildern sehr gut zu sehen. An der Sohle, offenbar unterhalb der vermuteten Zugrisse und im rechten Flügel blieben kleine Gewichtsmauerstümpfe übrig.

Man vermutete längere Zeit nach dem Bekanntwerden der Katastrophe, daß die Schale nach dem Nachgeben des linken Widerlagers und vermutlich befördert durch den mit großer Sicherheit anzunehmenden Kragträger-Sohlriß (der eine sonst mögliche Schrägverspannung in der restlichen Mauer verhinderte) spontan wie eine Eierschale aus allen Fugen ging, was denn auch die ungeheure hydraulische Wirkung erklärt. Nach der Freigabe des Geländes konnte man aber am rechten Flügel seeseitig eine spannbreite Ablösungskluft beobachten, der auf der Talseite eine überraschende Aufstauchung des Felsens entspricht. Beide Verformungen können nur in dem kurzen Zeitraum des Bruchvorganges selbst entstanden sein. Also ist die Betonschale nicht zusammengebrochen wie eine Eierschale, sondern sie ist aufgegangen wie eine einflügelige Türe mit der Drehachse rechts. Dies hat aber an der Gewalt des Wasserausbruches kaum etwas gemildert. Ein solcher hydraulischer Exzeß ist ohne Beispiel in der Liste der Talsperrenbrüche; seine furchtbare Wirkung im Tal des Reyran bis zum Meer ist oft genug beschrieben worden.

Der spontane Bruch hängt unbestreitbar mit dem Sperrtyp zusammen (wobei die Schwächelinien des Fugenetzes nicht übersehen werden dürfen) und aus diesem Grunde wird der von Coyne so sehr herausgestellte dünnwandige Schalentyp ohne nennenswerte doppelte Krümmung künftig allseitiger Bauherren-Skepsis begegnen. Es wäre aber nicht berechtigt, ihn grundsätzlich abzulehnen, denn es wird sich manche Sperrenstelle finden, die die früher erwähnte entscheidende Vorbedingung von Natur aus erfüllt, oder durch grundbauliche Verbesserungen erfüllen kann. Die hohe Betondruckspannung verdient überhaupt kein Veto. Im vorliegenden Fall, also bei mittleren Abmessungen, war sie der Ausdruck besonderer Sparsamkeit ohne erkennbare Nachteile. Bei sehr großen Sperren wird auf eine weitere Steigerung der Betondruckspannung (im Betonkörper, aber nicht in der Aufstandsfläche) kaum verzichtet werden können. Dagegen empfiehlt sich weiterhin das bisherige Mißtrauen gegen größere Betonzugspannungen und eine strenge Verzahnung der unvermeidbaren Fugen.

Der große Spiegel

Von Dr.-Ing. Wilhelm Weiss, Traunstein/Obb. und Freeport/N. Y.

DK 624.94.016.716 : 69.032.22 : 72.011.27 (747)

So bezeichnet die US.-Zeitschrift „Architectural Forum“ in ihrer Maiausgabe 1959 den Neubau der „Corning Glass Works“ in der Fifth Avenue in New York City. In der Tat zeigt die Abb. 1 deutlich die spiegelnde Wirkung der Glas-Fassade in der imposanten Geschäftshausstraße. Augenscheinlich hat den Architekten mit vorgeschwebt, diesem 28stöckigen gewaltigen Neubau eine ähnliche starke Wirkung auf den Beschauer zu verleihen, wie sie mit dem „Lever house“ im Jahre 1952 erzielt wurde¹. Wie die Ab-

¹ Bauingenieur 27 (1952) H. 10, S. 571/74.



Abb. 1.

bildung erkennen läßt, bereichert dieser Neubau sehr wirkungsvoll das großstädtische Bild dieser Straße und paßt sich durchaus dem Charakter dieser einzigartigen Straße an.

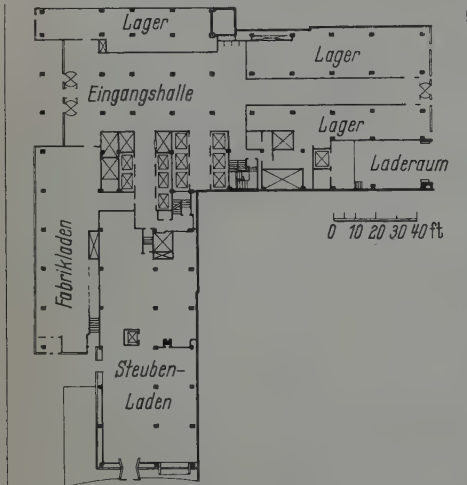


Abb. 2. Grundriß.

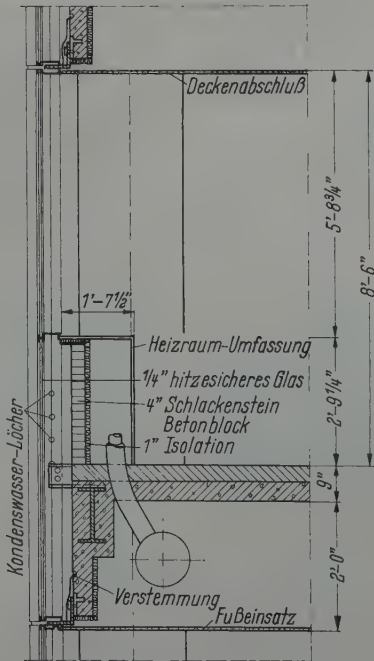


Abb. 3. Senkrechter Schnitt der Curtain-Wall.

Die „Corning Glass Works“ hatten es sich zur Aufgabe gemacht, einen Neubau entstehen zu lassen, dessen gesamtes Baumaterial aus Glas bestehen sollte. Und so wurden auch die „Curtains“ der Außenwand durch den ganzen Bau hindurch als „Fiber glass Curtains“ ausgeführt. Aber nicht nur die Außenwände, auch die Zwischenwände und Untersichten der Decken (diese aus schwarzem Carrara Glas) sollten die universelle Zweckmäßigkeit der Glasverwendung unter Beweis stellen. Dabei fand das Glas in allen seinen Spielarten und Färbungen als Faserglas eine äußerst wirksame Verwendung und sogar in langen Vorhängen, zusammen mit schwereren kurzen „drapes“ des gleichen Materials, ferner als Isolationsmaterial und Wandverkleidungen und sogar als Möbel in den Büros fand der Rohstoff Glas eine zweckmäßige Verwendung.

So stellt sich dieser „Big mirror“ als ein Stahlskelett-Glas-Bau in seiner neuesten umfassenden Anwendung vor. Glas als ein höchst repräsentatives Bauwerk dar, das entsprechende Würdigung beanspruchen kann und auch findet. Die Glasverwendung betrug nicht weniger als 182 106 qm.

Zur Konstruktion wäre zu berichten, daß sich die Ausführung des Stahlskeletts in den bekannten Formen bewegte. Die Grundriß-Gestaltung zeigt Abb. 2. Die Abb. 3, 4 und 5 vermitteln einen senkrechten Schnitt durch den Glas-Curtain (3), einen Kopfschnitt (4) und die Ausbildung der Pfosten (mullions) in der Außenwand. Die Abb. 3 gibt Aufschluß über die Anordnung von Hitze absorbierendem Glas, den Einbau der Heizkörper hinter 4\"/>

Mit diesem Neubau schufen Bauherr und Architekten einen Neubau, der auch in Deutschland großem Interesse begegnen wird.

Bauherr: Corning Glass Works, 717 Fifth Avenue, New York City.

Architects: Harrison and Abramowitz and Abbe.
Engineers: Edwards & Hjorth (structural).
Engineers: Jaros Baum & Bolles (mechanical).
Engineers: Ebner Associates (electrical).
Engineers Bolt, Beranek & Newman (acoustical).
General Contractor: George A. Fuller.
(Nach: „Architectural Forum“ Mai 1959).

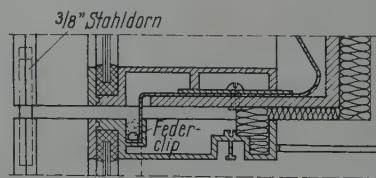


Abb. 4. Kopfschnitt.

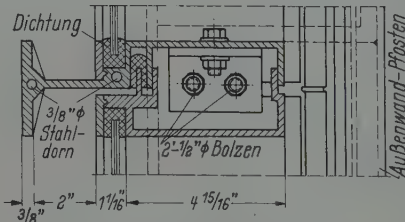


Abb. 5. Außenpfosten-Plan.

Neuartiges Verfahren zur Messung bodenmechanischer Zustandsgrößen

Von Dipl.-Ing. Bernd Prange,

Grundbauinstitut der Technischen Universität Berlin

K 621.317.39 : 624.131.37 : 624.131.4/.5

Im Bauingenieurwesen und besonders auch in der Bodenmechanik werden viele Probleme an Hand von Modellversuchen experimentell untersucht. Hierbei werden zur Messung von Zustandsgrößen wie Normalspannung, Porenwasserdruck, Durchflußmenge etc. Meßwertgeber verwendet, die über Kabel oder Rohrleitungen mit einem Anzeigegerät in Verbindung stehen. Dieses Verfahren hat aber vor allem bei Modelluntersuchungen kleineren Maßstabes Nachteile, die seinen Einsatz in bestimmten Fällen unmöglich machen oder aber die Meßergebnisse wesentlich verfälschen. Ein Spannungs-Verformungszustand, der sich in dem untersuchten Medium unter den modellmäßigen Bedingungen ausbilden soll, wird einerseits durch die Größe der bisher verwendeten Meßdosen und andererseits durch deren starre Verbindung mit dem Anzeigegerät gestört. Um diese Schwierigkeiten zu vermeiden, wurde vom Verfasser ein Verfahren entwickelt (Pat. angem., Gebrauchsmuster 1817 762), bei dem der Meßwertgeber den Meßwert auf drahtlosem Wege zu einer Anzeigevorrichtung über-

Transistor-Senders, der eine elektro-magnetische Welle ausstrahlt, die von einem Empfänger aufgenommen und einem Frequenzmeßgerät zugeleitet wird. Das Frequenzmeßgerät zeigt dabei den Unterschied zwischen der Frequenz des Meßwertgebers, die durch den Meßwert bestimmt wird, und der Frequenz eines Vergleichs-Senders an. Als Spannungsquelle für den Transistor-Sender dient eine kleine aufladbare Knopfzelle, deren Kapazität die maximal ausnutzbare Sendezeit des Meßwertgebers bestimmt. Diese beträgt etwa 200 Stunden, was für die meisten Modellversuche völlig ausreichen dürfte. Die Reichweite in einem rolligen Boden beträgt bei den bisher angewendeten Anzeigevorrichtungen ca. 5 m. Der Anwendungsbereich des neuen Verfahrens ist nahezu unbegrenzt, da jede Zustandsgröße, die sich durch eine geeignete Vorrichtung in einen elektrischen Meßwert umformen läßt, gemessen werden kann. So ließe sich beispielsweise durch eine Kombination von je drei Meßwertgebern für Normalspannung und Schubspannung der vollständige räumliche Spannungszustand in einem Punkt messen, wobei die gesamte Meßeinheit sechs kleine Transistor-Sender enthält, die in einem Block mit den Abmessungen von etwa $30 \times 30 \times 30$ mm untergebracht sind. Abb. 1 b



Abb. 1. a) Meßwertgeber zur Messung der Normalspannung in einer Ebene. — b) Meßwertgeber zur Messung der Normalspannung in drei Ebenen.

trägt. Der Meßwertgeber ist dadurch in dem umgebenden Medium frei beweglich, außerdem konnten durch Verwendung von Bauteilen der modernen Hochfrequenztechnik die Abmessungen eines Meßwertgebers außerordentlich verkleinert werden. Abb. 1 a zeigt dies anschaulich. Im Prinzip beeinflußt bei dem genannten Verfahren der Meßwert die Schwingungsfrequenz eines kleinen

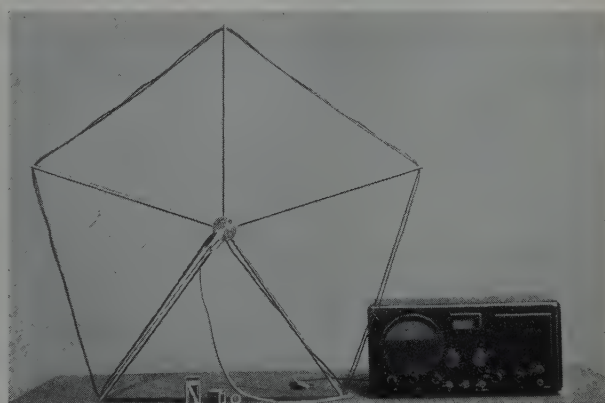


Abb. 2. Anordnung von Meßwertgeber, Antenne und Empfänger.

zeigt eine Ausführungsform eines Meßwertgebers, bei der in drei zueinander senkrechten Ebenen die Normalspannung gemessen werden kann. Die Anordnung von Empfänger und Antenne zeigt Abb. 2. Das Verfahren erlaubt eine sehr empfindliche Messung und spricht verzögerungsfrei auf eine Änderung der jeweiligen Zustandsgröße an. Wegen seiner speziellen Eigenart ist es in erster Linie geeignet für eine Anwendung bei Messungen im Labor, eine Weiterentwicklung für die Anwendung in der Baupraxis ist jedoch durchaus denkbar.

Kurze Technische Berichte

K 624.9.074.002.2.003.1 (420) (047.6)

Eine englische Untersuchung über die wirtschaftliche Gestaltung tragender Konstruktionen im Ingenieurhochbau

Die Ingenieurhochbau-Abteilung des Britischen Ministeriums für öffentlichen Arbeiten hat sich der Mühe unterzogen, für typische Konstruktionen des Ingenieurhochbaues in Stahl- und Mauerwerksbauweise die wichtigsten Faktoren zu ermitteln, die sich selbstverständlich unter Berücksichtigung englischer Verhältnisse — auf die Wirtschaftlichkeit dieser Konstruktionen von großem Einfluß sind. Für jede Gruppe von Tragwerken werden dabei die Auswirkungen der einzelnen Parameter, z. B. der Stützen-

stellung, auf den Materialbedarf und die relativen Kosten vergleichbarer Lösungen dargestellt.

Als Grundlage wurden sowohl Varianten für ausgeführte Tragwerke durchkalkuliert als auch die Ergebnisse von Ausschreibungen mit Wahlvorschlägen der Bieter ausgewertet. Es konnten allgemeine Grundsätze hergeleitet werden, die jedoch nicht starr anwendbar sind.

Die Aufgabe des Gesamttragwerkes, Lasten über die von oben nach unten aufeinanderfolgenden Einzelteile in den Baugrund zu leiten, macht diese Einzelteile voneinander abhängig. Veränderungen oder Weglassen eines Gliedes können unwirtschaftliche Maßnahmen an den anderen Gliedern auslösen, es sei denn es gelänge, die Kosten hierfür geringer zu halten als die Ersparnisse.

Wirtschaftliche Vergleiche hinken, wenn Tragwerke in Formen gepreßt werden, die nicht spezifisch für einen bestimmten Baustoff sind. So wird z. B. für Stahl mit in einer Richtung orientierten ebenen Tragwerken eine rechteckige Grundriß- und Stützenaufteilung meistens wirtschaftlicher sein. Anders für Stahlbeton, wo die Platte als ebenes Flächentragwerk im allgemeinen für eine möglichst quadratische Grundrißteilung spricht. Neben dem Baustoff und dem statischen System des Tragwerkes erweist sich die Stützenstellung von stärkstem Einfluß auf die Wirtschaftlichkeit. Wenn allgemein das leichteste Gesamttragwerk auch das billigste ist, werden enge Stützenstellungen und geringe Spannweite der tragenden Einzelteile zweckmäßig sein, soweit es sich um übliche Stockwerk- oder Hallenhöhen handelt. Hingegen wird eine enge Stützenstellung selten auch in ästhetischer Hinsicht befriedigen, und nicht immer sind es nur praktische Erwägungen, die zu einer großzügigeren, aber kostspieligeren Stützenstellung führen.

Soweit es sich bei den untersuchten Beispielen um Stahlkonstruktionen handelt, ist als wirtschaftlicher Maßstab das Gewicht bezogen auf die Einheit der überdachten Fläche gewählt worden, wengleich dies nicht ganz zutreffend ist, da leichtere Stahlkonstruktionen im allgemeinen lohnintensiver sind. Nach dem Bericht sind jedoch in England die Materialersparnisse ausschlaggebender für die Kosten als der Lohnanteil, der für lohnintensive Konstruktionen nur etwa 25% höher ist. Jedoch ist in dieser Hinsicht manches dem Wechsel unterworfen; und wenn auch die Untersuchungen helfen sollen, den ersten Entwurf für ein spezielles Objekt vorzubereiten, so dürfte die endgültige Entscheidung über Baustoff und System häufig mehr vom Standpunkt des guten Aussehens, des Unterhaltungsaufwands und der Finanzierung gefällt werden.

Für einfache Dächer und Hallen mittlerer Spannweite erscheinen stählerne Fachwerkbinder auf eingespannten vollwandigen Stützen mit einer Eindeckung aus gewelltem Material als die wirtschaftlichste Lösung. Kostenbeeinflussende Faktoren sind dabei einerseits Spannweite und Binderabstand, also die Stützenstellung, andererseits die Art der Stabquerschnitte und ihre Verbindung untereinander. Als Profile für Pfetten sind in England ungleichschenklige Winkel, Rohr und abgekantete L-Querschnitte üblich. Für die Fachwerkstäbe werden die gleichen Profile verwandt, wobei für die Anschlüsse Nieten, Schrauben oder Schweißnähte benutzt werden. An Hand eines Polonceau-Binders von 25° Dachneigung (mit Wellasbest-Eindeckung auf Holzschalung) von 6–15 m Spannweite und dem sehr geringen Binderabstand von 3,0 m (Abb. 1) wird die Zunahme des bezogenen Bindergewichts in Abhängigkeit von der Binderspannweite gezeigt; bei Bindern von 4,50 m Abstand wird das Gewicht durchweg um 10% niedriger. Für den üblichen Pfettenabstand von 1,37 m lassen sich die Gewichte für die Einheit der überdachten Fläche ebenfalls für Binderabstände von

3,0–4,5 m und für Pfetten aus Stabstahl, Rohren und abgekanteten Flachstäben ablesen. Dabei sind die letztgenannten Pfetten natürlich mit 5,9 kg/m² am leichtesten.

Bei dem ebenfalls gebräuchlichen Abstand von 91,5 cm (= 3 engl. Fuß) ergibt sich eine Gewichtszunahme von rd. 10% des Gewichtes auf die Flächeneinheit.

Fachwerke aus Winkelstahl mit geschweißten Anschlüssen bringen auch in England eine Gewichtersparnis von 15%. Die bezogenen Gewichte von Rohrfachwerken liegen bei 60% (1 = 6,0 m) bis 75% (1 = 15 m) von genieteten Fachwerken. Die starke Gewichtersparnis bei Rohrfachwerken kleiner Spannweite ist auffallend.

Der Preis für die Einheit der überdachten Fläche ist bei genieteten und geschweißten Winkelstahlbindern gleich. Unter günstigen Umständen wird das leichtere Rohrfachwerk auch billiger sein als Winkelstahlkonstruktionen. Die Verwendung abgekanteter Band- oder Flachstäbe ist in bezug auf die Kosten in starkem Maße von der Typen- oder Serienfertigung abhängig. Sie werden daher für die Pfetten bevorzugt, wobei Standardprofile laufender Fertigung natürlich am wirtschaftlichsten sind.

Am Beispiel des Innenschiffes einer mehrschiffigen Halle läßt sich erkennen, wie der Anteil des Stützengewichtes mit wachsender Fläche des Stützengewievers abnimmt, um für ein I-Profil von 4,5 m Traufenhöhe mit 2,9 kg/m² bei 160 m überdachter Fläche des Gewievers sein Minimum zu erreichen. Bei Binderabständen ab 4,5 m und -spannungsweiten bis 15,0 m werden aber dann in Hallenlängsrichtung Unterzüge an den Traufen für die Auflagerung der Zwischenbinder nötig, deren Gewichtsanteil mit der Hallenbreite zwar fällt, mit wachsendem Stützenabstand jedoch kräftig steigt.

Der Wegfall dieser Unterzüge, d. h. Anordnung von Stützen an jedem Binderauflager, erhöht zwar das anteilige Stützengewicht geringfügig, insgesamt wirkt er aber gewichtsvermindernd und bestätigt, daß durch enge Stützenstellung im allgemeinen Gewicht gespart wird. Die Verringerung des Binderabstandes beeinflusst jedoch fühlbar nur das Pfettengewicht und überwiegt dabei die Vermehrung des bezogenen Bindergewichtes. Für einen Polonceau-Binder von 15 m Stützweite bedeutet eine Erhöhung des Binderabstandes von 3,0 m auf 4,5 m daher eine Vermehrung des Gesamtgewichtes um 20%, die sich — wegen des 25% höheren Tonnenpreises für die Binder — immerhin noch mit 15% Mehrkosten auswirkt.

Bei gleicher überdachter Fläche des Stützengewievers ist in jedem Falle eine rechteckige Grundrißanordnung mit großer Stützweite der Binder und kleinem Stützenabstand in Hallenlängsrichtung wirtschaftlicher als eine quadratische und daher stets anzustreben. So wiegt ein im Grundriß rechteckiges Hallenfeld von 93 m² (= 1000 Quadratfuß) bei 15,3 m Stützweite und 6,6 m Abstand der Stützen einschließlich der Pfetten, Binder, Unterzüge und Stützen nur 23,5 kg auf den Quadratmeter überdachter Fläche, falls Zwischenbinder im Abstand von 3,05 m liegen. Für einen quadratischen Grundriß des gleich großen Hallenfeldes (Stützweite und Stützenabstand = 9,7 m) ergeben sich jedoch 25,0 kg/m², d. s. 6% mehr.

Für einfache Hallen ist in England der Stahlbeton im allgemeinen nicht wettbewerbsfähig, es sei denn, daß schon in großer Auswahl vorhandene Fertigteile serienmäßiger Herstellung verwendet werden können.

Die Verwendung ganzer vorgefertigter Hallen aus Stahl nach Katalog ist vom wirtschaftlichen Standpunkt aus problematisch, da es oft kostspielig ist, sie den immer wieder veränderten Bedingungen des jeweiligen Standortes und Verwendungszweckes anzupassen. Als Beispiel einer solchen (einstufigen) Konstruktion wird eine dreischiffige Halle mit Wellasbest-Eindeckung und Verkleidung angeführt, die bei 3 × 12,2 m Stützweite einschließlich der vollwandigen Stützen in geschraubter Ausführung nur 23 kg/m² Grundfläche, in Rohrkonstruktion nur 13 kg/m² Grundfläche wiegt, wobei die Rohrkonstruktion immerhin noch 15% Kostenersparnis bringen soll.

Für weitgespannte Dachbinder und Hallen mit größerer Stützenentfernung müssen die Auswirkungen der Faktoren Beleuchtung und Heizung berücksichtigt werden. Immer jedoch wird auch bei großen Hallen die im Grundriß rechteckige Stützenanordnung die wirtschaftliche Lösung ergeben. Hierfür hat sich in England eine Anordnung herausgebildet, bei der Fachwerkträger größerer Spannweite (12 bis 30 m) über Stützen durchlaufen, wobei ihre Obergurte den Dachfirst bilden. Quer zu diesen Firstbindern sind Fachwerkkragarme starker Neigung (20°–25°) angebracht, die an den Traufen miteinander verbunden sind (Abb. 2). Die Spannweiten dieser Kragarme sind klein, so daß die kleineren Stützenabstände (= Firstabstände) etwa 7,5 m bis 12 m betragen.

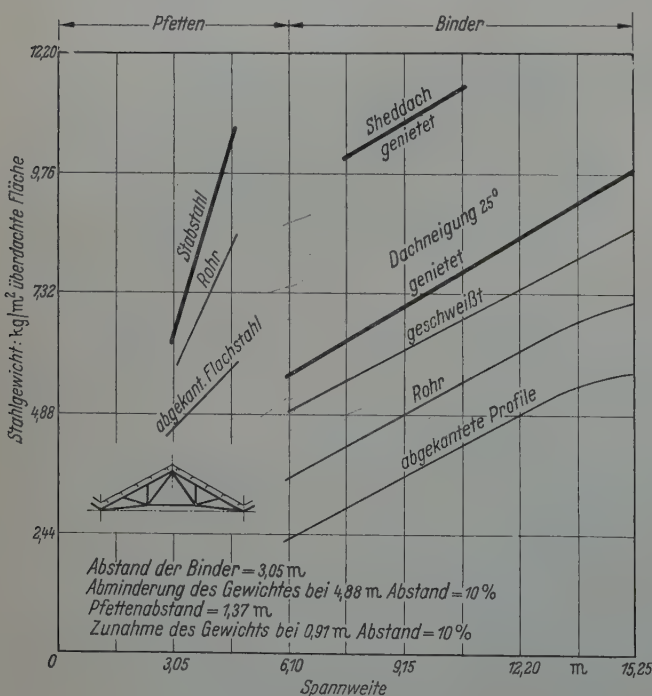


Abb. 1. Stahlgewicht von Fachwerkdächern.

Während für Hallen kleinerer Spannweite noch enge Binderstände (mit entsprechend niedrigem Pfettengewicht) zweckmäßig sind, ist es bei größeren Spannweiten wirtschaftlicher, die Binderabstände zu vergrößern und Gitterpfetten zu verwenden. Die Verwendung von Asbestplatten mit trogartigem Querschnitt, für die eine sehr geringe Dachneigung von 5° noch zuzugig ist, erlaubt auch besser aussehende Fachwerkbinder großer Spannweite mit schwach geneigtem Obergurt wirtschaftlich auszuführen. Dächer dieser Art mit Gitterpfetten sind bei gleichen Spannweiten wie die der oben geschilderten Firstbinder und gleichen Abständen der Stützen (in Hallenlängsrichtung) etwa

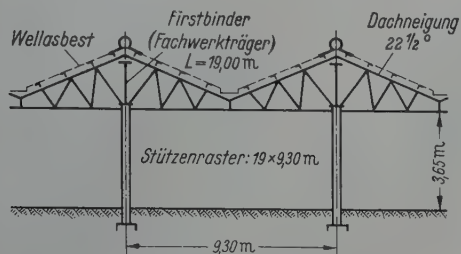


Abb. 2. Firstbinder mit Kragbindern.

um 10 % leichter. So wog eine Hallenkonstruktion einschließlich 3 m hoher Stützen bei 19 m Spannweite und 7,65 m Binderabstand 38 kg/m^2 , während für die gleiche Stützenlastung die Firstträger-Kragbinder-Konstruktion 41 kg/m^2 gegogen hätte.

Sofern eine leichte tragende Dachhaut, z. B. aus Stahlblech, verwendet wird, können die Pfetten ganz entfallen. Hierdurch wird gerade die Shed-Konstruktion wirtschaftlich, besonders dann, wenn als Träger der Dachhaut Walzträger im Abstand von etwa 3,0 m verwendet werden. Die Stege dieser Walzträger werden längs einer Linie ähnlich dem Spundwandprofil aufgetrennt, längs der höheren Kante der Stegflächen wieder miteinander verschweißt und die Tragfähigkeit bei gleichem Gewicht durch diese Spreizung erheblich vergrößert.

Um die Beeinträchtigung des Lichteinfalls durch die Hauptträger zu vermeiden, wird eine zudem gewichtsparende Konstruktion empfohlen (Abb. 3), bei der zwischen den senkrechten

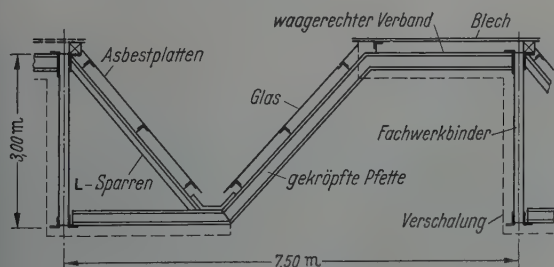


Abb. 3. Sheddach.

Fachwerkbindern (Abstand 7,5 m) gekämpfte Vollwandpfetten im Abstand von 3,6 m angeordnet sind. Diese verlaufen zunächst waagrecht vom Untergurt des Hauptträgers, knicken dann etwa im Dreitelpunkt des Feldes schräg unter 50° bis zur Höhe des Obergurtes ab und verlaufen im restlichen Drittel dann wieder waagrecht bis zum Anschluß an den Obergurt des Nachbarbinders. Die verglaste Schrägfläche liegt dabei völlig frei; die waagrechten Teile der Pfetten tragen die lichtundurchlässige Asbestblech-Dachhaut; die Rückfläche der Binder ist mit Wellasbest verschalt.

Aluminium wird erst bei Spannweiten über 60 m wettbewerbsfähig. Für einen Hangar mit Bindern dieser Spannweite im Abstand von 16 m hohen Stützen im Abstand von 7,50 m und bei Eindeckung auf Schalung brachte Aluminium zwar eine Gewichts- und Kostenminderung um 70 %, jedoch noch eine Kostensteigerung um 10 % gegenüber Stahl und Stahlrohr. Es war damit noch teurer als eine vorgespannte Zylinderschale, die wiederum 10 % höhere Gesamtkosten als die der stählernen Halle ergab.

Für rahmenartige Hallenbinder ist bei gutem Bau- und der eingespannten Hallenbinder trotz Fundamentmehrkosten wirtschaftlicher als die gelenkige Lagerung. Mit Rücksicht auf das höhere Gewicht der Vollwandkonstruktion ist trotz höherer Fertigungskosten die Ausbildung wenigstens des Riegels als Fachwerk stets anzustreben: Bei Vollwandkonstruktionen sollte die Ausbildung der steifen Ecke wegen der hohen Kosten gekrümm-

ter Ausführungen so einfach wie möglich gehalten werden. Ein Kostenvergleich für eine Halle von etwa 66 m Stützweite bei Stützen- bzw. Rahmenabständen von 12 bis 15 m ergab etwa Gewichts- und Kostengleichheit zwischen einem Rahmen mit Fachwerkriegel und einem Fachwerk-Zweigelenkrahmen. Der Fachwerk-Dreigelenkrahmen war schwerer und 12 % teurer, der vollwandige Zweigelenkrahmen sogar 15 %. Bei Anwendung der Plastizitätstheorie für die Berechnung können geschweißte Vollwandkonstruktionen kleinerer Spannweite jedoch etwas leichter werden.

Mit der Vollwandkonstruktion kann die Massivbauweise, besonders bei Anwendung der Vorspannung, durchaus in Wettbewerb treten.

Hinsichtlich des Baustoffs mehrstöckiger Ingenieurbauwerke scheint heute in England die Neigung zu Stahlbeton wegen der geringeren Baukosten zu überwiegen. Die Diskussion befaßt sich heute mehr mit den finanziellen Vorteilen des beschleunigten Baufortschrittes; dieser ist nach Meinung des Berichts jedoch mehr oder weniger unabhängig von der konstruktiven Durchbildung und eine Folge der Organisation und der Baumethoden.

Die finanzielle Überlegenheit der Stahlbetonbauweise gegenüber dem Bauen mit tragendem Stahlskelett, das aus Feuerschutzgründen ummantelt werden muß, geht aus der Untersuchung des Preisgefüges von 6 verschiedenen großen Lagergebäuden gleichen Typs (Nutzlast der Decken: 750 kg/m^2) hervor, von denen je 3 in den konkurrierenden Bauweisen errichtet wurden. Die Baukosten für die Einheit des unbauten Raums waren für die Bauten mit ummanteltem Stahlskelett bis zu 30 % höher als für die Stahlbetonbauten. Der Anteil der tragenden Konstruktion an den Gesamtkosten betrug bei Stahlbeton 30 % gegenüber 47 % bei ummanteltem Stahl. Die Werte nähern sich bei weniger großen Nutzlasten. Die Kosten der Betonummantelung des Stahlskeletts machen 15 % der Kosten der Stützen und Decken aus. Wie aus einer weiteren Zusammenstellung hervorgeht, ist die Betonummantelung nach englischen Verhältnissen immer noch der wirtschaftlichste Feuerschutz. Geringe Ersparnisse lassen sich nur durch Verkleidung mit Gipsdielen neben deren Vorteilen des trockenen Einbaus und des leichteren Gewichtes erzielen. Das leichtere Gewicht wirkt sich jedoch kaum auf die Kosten der Fundamente aus.

Für größere Spannweiten und Nutzlasten ergeben sich erhebliche Gewichtsersparnisse durch Verwendung kreuzweis bewehrter Platten über nahezu quadratischen Grundrissen. Beim Eigengewicht spielt die Plattendicke eine erhebliche Rolle, die wiederum durch die zulässige Durchbiegung in Abhängigkeit von der Spannweite nach unten begrenzt wird. Ein Minimum an Plattendicke verspricht die niedrigsten Kosten; „waffel“-artige Plattenroste werden daher bei größeren Stützenabständen bevorzugt. Die Vorteile der kreuzweis bewehrten Platte wirken sich aber erst bei statisch erforderlichen Plattendicken aus, die über der vorgeschriebenen Mindestdicke liegen.

Bei massiven Deckenträgern und Unterzügen ist eine möglichst geringe Bauhöhe anzustreben, da die Kosten des Mehrverbrauchs an Bewehrung bei weitem durch die Ersparnisse für Schalung und Beton aufgewogen werden. Eine wirtschaftlich optimale Konstruktionshöhe ergibt sich bei einer Druckbewehrung von etwa halber Zugbewehrung. Anders bei Stützen, bei denen ein minimaler Stahlquerschnitt in Verbindung mit hoher Betongüte die wirtschaftlichste Lösung darstellt. Der Bericht gibt hierfür eine Darstellung der relativen Kosten in Abhängigkeit vom Stützenquerschnitt für verschiedene Mischungsverhältnisse am Beispiel einer Stütze von 100 t Belastung.

Grundsätzlich ist auch die Verwendung hochwertiger Betonstähle und dünner Querschnitte wirtschaftlicher. Ein wesentliches Erfordernis der Wirtschaftlichkeit von Stahlbetonkonstruktionen ist vor allem die Verwendung einheitlicher Querschnitte und genormter Schalungen. Die Abstufung der Tragfähigkeit wird dabei durch den Querschnitt der Bewehrung und die Betongüte erzielt.

Zwischen Ortbetonkonstruktionen und solchen aus Fertigteilen besteht in England kein preislicher Unterschied.

Eingehend wurde auch die Stützenstellung in Stockwerkrahmen von Bürohochhäusern untersucht, für die die Anordnung von bis zu 5,5 m tiefen Räumen beiderseits eines etwa 1,8 m breiten Ganges beliebt und zweckmäßig ist (Abb. 4). Die asymmetrische Stellung nur einer Mittelstütze in der einen Wand des Mittelkorridors bringt eine Kostenermäßigung um 3 %. Ordnet man zwei Mittelstützen an, dann sind kreuzweis bewehrte Platten mit versteckten Unterzügen über den 3,6 zu 5,4 m großen Räumen um 5 % billiger als die Verwendung von nur

in einer Richtung bewehrten Decken auf sichtbaren Querunterzügen (Plattenbalken). Bei mehr als fünf Stockwerken sind teurere, aber gewichtsparende zweischalige Deckenkonstruktionen wirtschaftlicher als vollmassive Decken.

Vorgespannte Träger können die Stockwerkhöhe und damit u. U. die Gesamtkosten bei hohen Gebäuden herabsetzen.

Bei fünfstockigen Gebäuden sind tragende Querwände aus 23 cm (9 engl. Zoll) starkem Ziegelmauerwerk etwa 5 % billiger

DK 627.34 : 624.861 (420) (047.6)

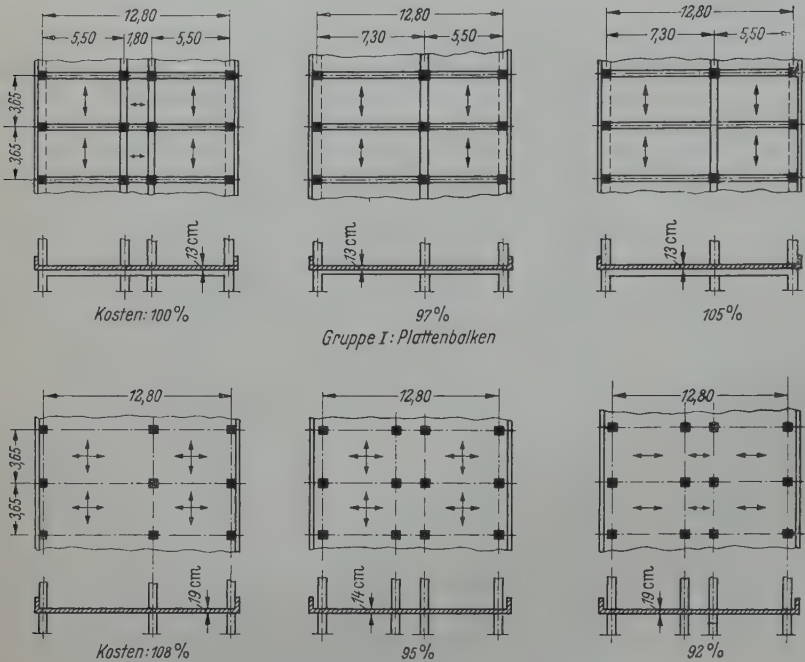
Bau einer Anlegebrücke
in Northfleeth an der Themse

Eine neue Umschlagsanlage für Papierzeug ist vor kurzer in Northfleet für die Bowater Thames Paper Corp. fertiggestellt worden. Sie verläuft parallel zu der bestehenden Kaimauer und ist für das Anlegen von Seeschiffen bis zu 12 000 t Wasserverdrängung vorgesehen. Die Anlegebrücke besteht aus einem bewehrten Pfahlrost, welcher auf senkrechten und Schrägpfählen aus Stahlbeton bis zu 24,3 m Länge gebaut worden ist.

Die Brücke ist 182 m lang, 15,2 m breit und trägt vier 5-t-Kräne. An der Anlegestelle ist unter Niedrigwasser von -2,59 m NN eine Tiefe von 10,2 m, also bis -12,79 m NN ausgebaggert worden. Der höchste Hochwasserspiegel liegt auf +3,2 m NN und die Kaiplattform auf +5,4 m NN, so daß diese 18,2 m über der Hafensohle liegt.

Die Fenderanordnung ist ungewöhnlich; die Gummifenderung ist nämlich derart angeordnet, daß der Gummi nicht direkt mit den anlegenden Schiffen in Berührung kommt. Neue Gruppen von je drei Fendern sind im Gruppenabstand von 17,5 m entlang des Kais vorgesehen worden. Jeder Fender besteht aus einem 7,31 m hohen Stahlbetonblock in Form eines doppelten H, dessen Stiele 61 cm breit und fast 1 m Höhe haben und die oben und unten durch Querträger verbunden sind. Jeder Fender ist an zwei Ketten an der Kai-Decke aufgehängt. Außen ist er durch Reibehölzer aus Ulmenholz geschützt. Rechnungsmäßig kann eine Gruppe von 3 Fendern den gesamten Schiffsstoß aushalten.

Die Energie des Schiffsstoßes soll durch je 12 ebenfalls an Ketten aufgehängte Gummizylinder von 40 cm Durchmesser und 65 cm Länge, die in zwei Stockwerken in Höhe der Querträger angeordnet sind, aufgezehrt werden



Gruppe II: Platten mit versteckten Unterzügen

Abb. 4. Stockwerkrahmen.

als dreistielige Stockwerkrahmen. Die wirtschaftlichste Entfernung der Wände oder Rahmen liegt bei nur etwa 4,0 m für ein Gebäude mit 2,75 m Stockwerkhöhe und 9,15 m Tiefe. Für ein zehnstöckiges Gebäude gleicher Abmessungen erwiesen sich 20 cm dicke tragende Stahlbeton-Querwände erst bei etwa 5,0 m Abstand wirtschaftlicher als vierstielige Stockwerkrahmen. Allerdings sind bei diesem Abstand die Gesamtkosten bereits etwa 5 % höher als bei etwa 4,0 m Abstand der Stockwerkrahmen.

Ein Wechsel der Stützenanordnung in übereinanderliegenden Stockwerken niedriger Bauten muß nicht unwirtschaftlich sein. Bei einer zweistöckigen Lagerhalle mußten im Erdgeschoß die Stützen in den Viertelpunkten stehen, während im Obergeschoß Stützen in den Außenwänden und in den Drittpunkten möglich waren. Diese Lösung erbrachte etwa 10 % Ersparnis gegenüber genau übereinanderliegenden Stützen.

In den Schlußfolgerungen des Berichtes wird festgestellt, daß aus der Fülle des Materials Beispiele zur Illustration gewisser elementarer Grundsätze ausgewählt wurden, deren Anwendung überraschend einfach sei. Sie seien nochmals wiederholt:

Das erste Erfordernis jedes wirtschaftlichen Entwurfs ist die Herabsetzung des Eigengewichtes. Je unmittelbarer alle Lasten in die Fundamente geführt werden, um so niedriger werden die Baukosten. Daraus folgt zwangsläufig eine enge Stützenstellung. Ausnahmen hiervon bilden nur Gebäude mit außergewöhnlich großen Stockwerkhöhen.

Der zweite Grundsatz ist, das Tragwerk so auszubilden, daß die Zahl der die Last übertragenden Glieder ein Minimum wird.

Beide Grundsätze können häufig Gegensätze sein. Der zweite Grundsatz wird dann durchbrochen, wenn die Zwischenschaltung eines weiteren tragenden Gliedes zu bemerkenswerten Ersparnissen an Eigengewicht führt.

Ein wirtschaftlicher Vergleich verschiedener Lösungen bleibt jedoch das sicherste Mittel in Zweifelsfällen. — [Nach L. R. Creasy: Economics of framed structures. Proc. of Civ. Eng. Inst. 12 (1958/59), März 1959, S. 237—268, Paper Nr. 6323.]

Dipl.-Ing. A. Ohlemutz, Frankfurt/M.

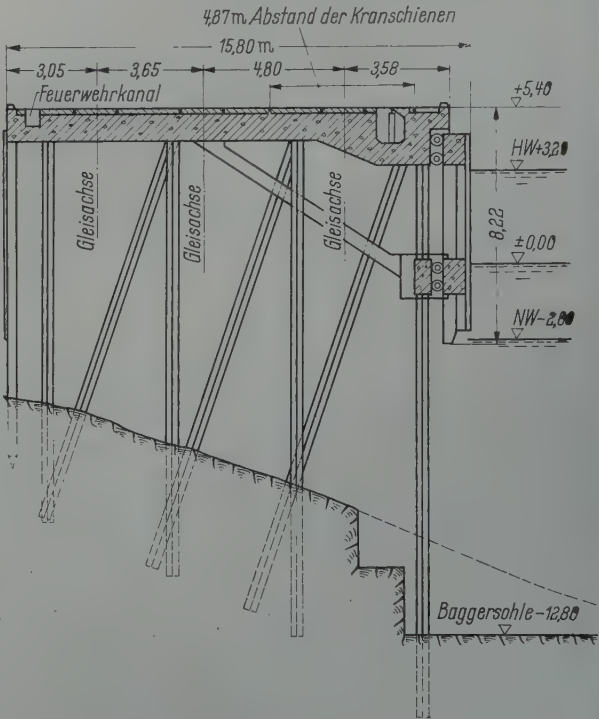


Abb. 1. Typischer Querschnitt durch die Anlegebrücke.

Sie wird durch die Gummizylinder auf die Pfahlrostplatte und die Schrägpfähle übertragen. Der durch die Reibehölzer geschützte Stahlbeton gibt durch die Gummizwischenlage bei Schiffsstößen so gut nach, daß er ohne Beschädigungen als Fender benutzt werden kann.

Die Fender wiegen rund 17 t. Hergestellt wurden sie auf dem bereits fertiggestellten Kai. Die Rammen, die die Pfähle

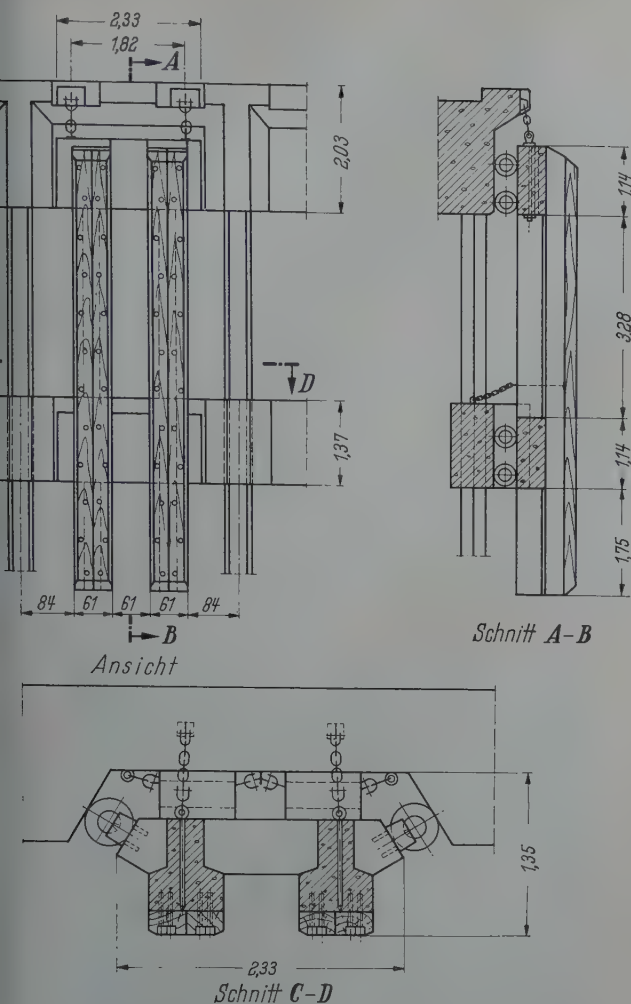


Abb. 2. Einzelheiten der Fender.

ngerammt hatten, hingen nach der Beseitigung des Mäklers
e 27 Fender in 5 Wochen ein. Die Kosten der Fender ein-
hließlich des Gummis betrugen 29 000 Pfd. Sterling, das sind



Abb. 3. Einbau der vorbetonierten Stahlbetonfender.

wa 160 Pfd. Sterling ze lfdm Kailänge. — [Nach: Fendering
Jetty at Northfleet, in Dock and Harbour Authority XL (1959)
r. 465, S. 78/79.] Dr.-Ing. Fritz Orth, Berlin.

K 621.643 : 69.034.5 : 628.241.2 : 628.392 (047.6)

Rohrverlegung im Ozean

Die Abflußleitung der neuen Kläranlage von Los Angeles
ündet 8,3 km von der Anlage entfernt im Ozean. Das Ver-
gen dieser Abwasserleitung ist die bisher größte Rohrver-
legung im offenen Wasser in der Geschichte des Bauwesens. Mit
icksicht auf die wechselnde Wassertiefe wurden zwei Arbeits-
verfahren angewandt.

Die ersten 1100 m der Leitung verlegte ein 100-t-Brücken-
kran, der auf einem geramten Arbeitsgerüst lief. Die Leitung,
die einen Durchmesser von 3,65 m hat, wurde in der Nähe des
Ufers aus 3,65 m langen Elementen mit 38 cm Wanddicke und
weiter seewärts aus 4,27 m langen Elementen mit 30 cm Wand-
dicke zusammengesetzt. Beide hatten ein Gewicht von rund 52 t.
Die Rohrschüsse wurden nach dem Absenken mittels zweier
38 mm dicker Bolzen verbunden.

Bei größerer Wassertiefe war dies Verfahren nicht mehr an-
wendbar. Hier wurde das Verlegen der Rohrschüsse mit
einer beweglichen Plattform, dem sog. „Texas-Turm“, bewerk-
stelligt, die ein Arbeiten bis zu einer Wassertiefe von 60 m er-
möglichte. Diese Plattform ist ein stählerner Schwimmkörper
mit einer Fläche von 58,00 × 27,40 m und einer Höhe von 5,20 m
(Abb. 1). An den vier Ecken sind Gitterstützen vorgesehen. Diese
haben eine Länge von 84 m, quadratischen Querschnitt mit
5,20 m Seitenlänge und ein Gewicht von rd. 700 t. Sie können
mit einer Geschwindigkeit von 30 cm pro Minute gehoben oder
gesenkt werden und tragen die Plattform in Arbeitsstellung über
dem Wasserspiegel.

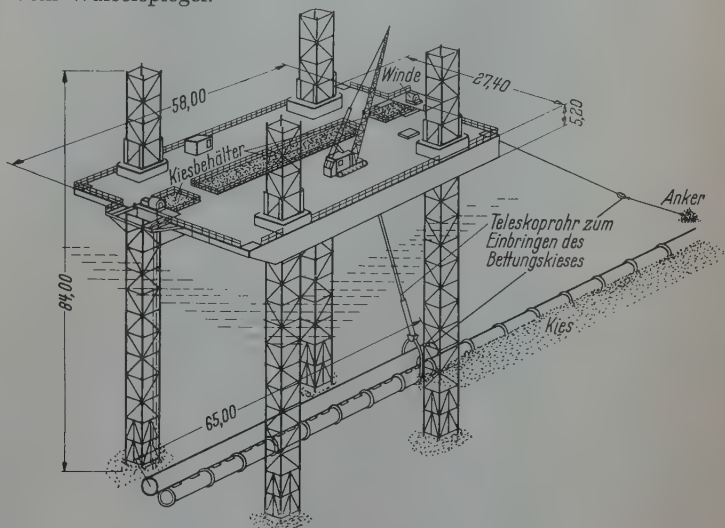


Abb. 1. Plattform zur Rohrverlegung.

Die 4500 t schwere Plattform ist mit druckluftbetriebenen
Winden ausgestattet, deren Seile an Ankern befestigt sind. Mit
Hilfe dieser Winden wird die schwimmende Plattform bewegt
und eingerichtet.

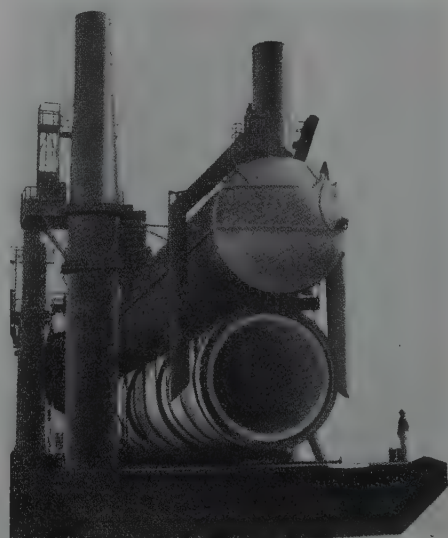


Abb. 2. Schwimm-tank mit Rohr auf der versenkbaren Plattform.

Das Betonieren der Rohre geschah auf einer 32 km entfer-
nten Küstenbaustelle. Es wurden 7,30 m lange und 85 t schwere
Rohrschüsse hergestellt und auf einer tauchfähigen stählernen
Plattform zu 58,4 m langen Enden zusammengefügt. Nach Ab-
senken der Plattform mit dem Rohr wurde ein Schwimmkörper
am Rohr befestigt. Nach weiterem Absenken der Plattform
konnte das Rohrende zur Einbaustelle abgeschleppt werden. Die

Schwimmkörper waren 65 m lang und hatten einen Durchmesser von 4,25 m.

Ein Schwimmkörper mit dem angehängten Rohrende wurde unter die Plattform gezogen und mit dieser vertäut. An den Schwimmkörper wurden Druckluftschläuche angeschlossen, die den Ballast regulierten. Der Schwimmkörper wurde dann geflutet, bis die Einheit abzusenken begann. Diese wurde dann, im Seil-



Abb. 3. Plattform in Arbeitsstellung.

zug von Kränen auf der Plattform hängend, hinabgelassen. Hing das Rohr rd. 30 cm über dem Meeresgrund, wurde seine Lage von Tauchern kontrolliert und die Verbindung mit dem bereits verlegten Rohr hergestellt. Noch während das Rohrende an den Kränen hing, brachte man den Bettungskies ein, der durch ein Teleskoprohr in einen Trichter über dem Schwimmkörper und von hier über Schuppen an beide Seiten des Rohres gelangte. Nach dem Einbetten des Rohres wurde der Schwimmkörper gelöst und langsam wieder an die Oberfläche gebracht. Um ein Emporschnellen nach dem Lösen vom Rohr zu vermeiden, wurde er vorher noch weiter geflutet.



Abb. 4. Schwimmende Plattform.

Die beiden Kräne, an denen das abzusenkende Rohrende hing, standen auf stählernen Auslegern an Bug- und Heckseite der Plattform. Sie konnten um 3,65 m quer und längs zur Plattformachse bewegt werden, um Ungenauigkeiten auszugleichen, die beim Einrichten der Plattform nicht ganz zu vermeiden waren.

Die Plattform enthielt vier Kiesbehälter mit einem Fassungsvermögen von insgesamt 1400 t. Diese Kiesbehälter wurden mittels eines raupenfahrbaren Kranes auf der Plattform aus Lastkähnen beschickt. Weitere innerhalb der Plattform vor-

gesehene Behälter enthielten Treibstoff und Nutzwasser, andere dienten als Ballasttanks.

Die ersten 365 m der Rohrleitung durch die Brandungszonen wurden zwischen Stahlspundwänden verlegt und völlig hinterfüllt. Die weitere vom Gerüst aus verlegte Strecke wurde in einen Graben abgesenkt, der den oberen Teil des Rohres über den Meeresgrund herausragen läßt. Die von der Plattform ab verlegten Rohre liegen teilweise ebenfalls in einem flachen Graben, der größte Teil jedoch auf dem Meeresgrund, da bei größerer Wassertiefe die Erosionsgefahr geringer ist.

Der „Texas-Turm“ wurde in flachem Wasser montiert, wobei die Masten auf dem Boden standen. Die Plattform wurde nach der Montage der Masten emporgehoben. Ursprünglich war versucht worden, den Turm in tiefem Wasser bei schwimmender Plattform zusammenzubauen. Dieser Versuch schlug jedoch fehl, da die Plattform bei der starken Strömung nicht fest genug verankert werden konnte.

Beim Transport des in Richmond hergestellten Turmes zur Baustelle mußte die Golden Gate-Brücke unterfahren werden. Hierbei wurden die Masten abgespindelt, da die Brücke bei Flut nur eine lichte Durchfahrthöhe von 67 m frei läßt. Abschließend zwang eine Sandbank dazu, die Masten wieder zu heben. In tieferem Wasser wurden sie wieder bis auf 15 m unter Plattform abgesenkt, um die Schwimmstabilität zu erhöhen. [Nach: Biggest Ocean Pipelaying Job Under Way. Engng. News-Rec. 163 (1959) Nr. 1, S. 38, und Biggest Work Stage Goes to Sea. Engng. News-Rec. 161 (1958) Nr. 26, S. 24.]

W. Plagemann, Dresden.

DK 624.152.61 : 624.191.95 (047.6)

Ein neues Wasserhaltungsverfahren

Im Stadtteil Manhattan ist von der Wellpoint Dewatering Corp. beim Aushub eines 500 m langen U-Bahn-Tunnelabschnittes eine neuartige Grundwasserhaltung erprobt worden. Die Baugrube wurde nach der bei uns unter dem Namen „Berliner Bauweise“ bekannten Verzimmerung ausgesteift. Für die Grundwasserhaltung sind gewöhnliche Punktbrunnen (wellpoints) von etwa 6 m Länge eingebaut, allerdings nicht direkt eingeschlagen, sondern in 30 cm Bohrröhre, die mit Sand gefüllt wurden und vor Pumpbeginn wieder gezogen werden konnten. Die Wasserförderung wird nicht durch Unterdruck, sondern nach dem Ejektor-Prinzip vorgenommen, wie Abb. 1 zeigt. Demgemäß sind zwei Rohrleitungen am Kopf der Brunnen erforderlich, eine für den Hochdruckwasserstrahl von 10,5 atü, ein anderer, größerer Querschnitt für die Rückleitung des geförderten Wassers mit dem als Spülstrahl gebrauchten Druckwasser unter einem Druck von 0,7–1,0 atü. Das Druckwasser wurde geliefert von

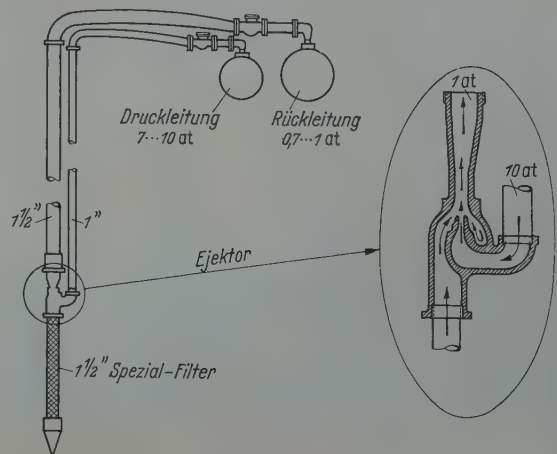


Abb. 1. Schema der Ejektorpumpe.

drei Hochdruckpumpen mit einer Leistung von 20 000 l/min und einer Zusatzpumpe mit 8000 l/min. Insgesamt wurden 650 Strahlpumpen betrieben mit je 45 l/min. Die maximale Fördermenge betrug 6600 l/min.

Derartige Wasserstrahlpumpen sind unempfindlich gegen gelegentliche Lufteinströmung. Im Gegensatz zu Vakuumpumpen machen sich alle Versager sofort bemerkbar. Während die hochempfindlichen Vakuumpumpen 24 Stunden am Tage genau beaufsichtigt werden müssen, ist dieses Ejektorsystem ohne bewegliche Teile sehr betriebssicher und bedarf keiner Fachkraft

Überwachung; außerdem fallen bei der Installation alle Einrichtungsarbeiten für die Brunnen weg, die bei Vakuumbrunnen und durchlässigem Boden manchmal recht schwierig sind. Der Wasserbedarf ist kostenmäßig gering, weil ein Kreislauf des Wassers hergestellt werden kann. Schließlich sind Wasserstrahlpumpen recht robuste Geräte ohne bewegliche Teile. In Deutschland sind ähnliche Anlagen bei der Feuerwehr zum Leerpumpen von Kellern und Gruben in Betrieb. Die Anwendung auf Grundwasserhaltungen mit dem Beispiel einer Großbaustelle stellt eine freudliche Erweiterung für den Gerätepark dar. — [Nach Water Removes Water from Deep Cut-and-Cover Tunnel. Engng. News Rec. 163 (1959) H. 14 (1. 10. 1959), S. 34.]

Dr.-Ing. E. Bachus, Frankfurt a. M.-Nied.

K 627.825 : 666.97.031.5 (282.5 : 449)

Bau der Staumauer von Bimont bei der Erweiterung des Verdon-Kanals

Es handelt sich bei diesen Arbeiten um eine Ausführung nach dem Colcrete-Verfahren, bei dem bekanntlich das Gesteinsgerüst aus vorher eingebauten Grobzuschlägen von größtem Durchmesser als 40 mm mit einem „kollodialen“ Mörtel (Colgrout) mit Sandanteilen 0/3 mm Dmr. im aufsteigenden Strom vermörtelt wird. Zum Herstellen dieses Mörtels werden in allgemeinen keine Zusatzmittel verwendet. Die erforderliche Fließfähigkeit erlangt der Colgrout allein durch mechanisches Schütteln bei hoher Geschwindigkeit (1500—2200 U/min.) in Son-



Abb. 1. Blick von flussaufwärts auf die Bogenstaumauer von Bimont mit mittigem Überlauf, Steg auf der Mauerkrone und Auslaufbauwerk für den Wasserhauptkanal im linken Widerlager; der Stau ist noch nicht voll erreicht.

ermischen [1]. Colgrout verbindet sich nicht mit weiterem Wasser und eignet sich zum Spritzen und Injizieren. Der damit hergestellte Ausgußbeton, Colcretebeton, hat hohe Festigkeit, geringe Schwindung und große Wasserdichtigkeit. — Dieses Verfahren wird seit 1932 in England angewendet [2] und seit 1954 auch in Deutschland; Schleusen-, Siel- und Wehrsohlen, Abflacht-, Stollen- und Tunnelauskleidungen, Stütz-, Kai- und andere Ufermauern, Großfundamente, Docks, Staumauern¹, Strahlenschutzbeton im Reaktorbau² usw. wurden danach ausgeführt bzw. instand gesetzt. Über eine Mio. m³ Ausgußbeton sind in den letzten Jahren allein außerhalb Europas eingebaut worden. Hier soll von einer 1951/52 damit in Frankreich gebauten Bogenstaumauer berichtet werden.

Die Bogenstaumauer von Bimont (Abb. 1) ermöglicht ein besseres Zusammenwirken der im Rahmen des Rigaud-Planes zur Bewässerung erstellten wasserbaulichen Anlagen. Sie schafft einen zusätzlichen Stauraum hinter einer Rückhaltesperre, der durch den Abfluß derselben gespeist wird und zum Aufstauen der Überschuße und Abgabe an den Verdon-Kanal dient, die sonst durch Abfließen ins Meer verlorengehen. Mit den so gewonnenen 40 Mio. m³ Wasser wird ein Kanalnetz gespeist, das vorher nicht nutzbares Gebiet von über 7000 ha bewässert, 9 Gemeinden an der Rhone- und Var-Mündung, sowie zwischen der Durance und der Mittelmeerküste versorgt und die Wasserversorgung der Städte Marseille, Aix-en-Provence, Aubagne und Toulon vervollständigt. — Das Wasser für den Hauptkanal wird oberhalb der Bogenstaumauer entnommen und so ein Wasser-

spiegel mit bestimmter Höhe talwärts der Rückhaltesperre geschaffen. Die Wasserentnahmestelle und damit der Ursprung des Hauptkanals befindet sich an einem Widerlager der Bogenstaumauer (links in Abb. 1 u. 5), woran ein Stollen anschließt.

Die Voraussetzungen für den Bau einer Bogenstaumauer waren hier gut: die Talform ließ einen genügend großen Öffnungswinkel zu, die Hänge waren steil und von gleicher Beschaffenheit, Talsohle und -flanken nahmen sicher die übertragenen Kräfte und Momente auf, der tragfähige Fels hatte nur eine mittlere Überdeckung von 1,60 m, die Widerlager konnten symmetrisch angeordnet werden, die Wasserumleitung war leicht und die Mauerkrone sollte nur durch einen leichten Steg belastet werden. — Die Mauer ist unten eingespannt und hat Zylinderform, ist also eine Bogenstaumauer mit gleichbleibendem Halbmesser; er beträgt 22 m bis zur Ansichtsfläche auf der Wasserseite gemessen. Die Mauerkrone (+ 286,50 m) ist 59,50 m lang; die Mauer ist senkrecht und im Verlauf des Talweges bis zu

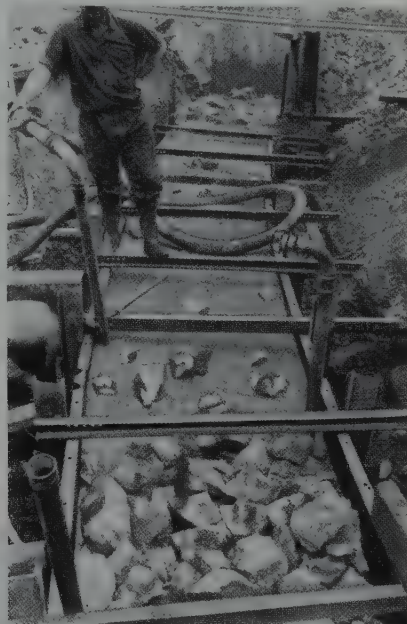


Abb. 2. Herstellen eines Bogenabschnittes der nur 1,10 m starken Zylinderschale der Staumauer aus Colcrete-Ausgußbeton. Die Zwischenräume des in Schalung eingebauten Gesteinsgerüsts werden mit Colgrout durch Injektionsrohre ausgefüllt.

26,00 m hoch, hat eine gleichbleibende Stärke von 1,10 m und ist aus unbewehrtem Colcrete-Ausgußbeton (Abb. 2 u. 3) errichtet; sie besitzt zwei senkrechte, ohne konstruktive Maßnahmen versehene und sichtbare Arbeitsfugen von etwa 15,00 m



Abb. 3. Mauerabschnitt aus Ausgußbeton von Abb. 2 nach dem Entfernen der Schalung; die aus dem vermörtelten Gesteinsgerüst herausragenden Spitzen der Grobzuschläge ergeben eine gute Verzahnung mit dem folgenden Abschnitt.

Länge. Bei Hochwasser läuft das Wasser über den mittleren Teil (+ 286,05 m) der verstärkten Mauerkrone und kann beim Überlauf auf ganzer Kronenbreite eine Höhe bis zu 2,75 m erreichen. Auf der Mauer ist ein Steg aus bewehrtem Colcrete-Ausgußbeton 0,25 m über HHW (+ 288,80 m) angeordnet, und zwar auf 2,65 bzw. 3,10 m hohen Ausgußbetonstützen mit 5,00 m Abstand voneinander (Abb. 1 u. 5). — Nicht nur die Mauer mit Fundament und Steg, sondern auch die beiden großen Wider-

¹ Guda-Mauer, Pakistan (250 000 m³), Erfinis-Mauer, S. A. U. (40 000 m³), Solidad-Mauer, Mexiko (76 500 m³), Brahmani-Stauwehr Indien (63 500 m³), Kengri Nalla-Wehr, Indien (60 000 m³), Ullerpool, Schottland (26 200 m³), Cuando-Mauer, Kongo (27 000 m³) usw.

² Bau des biologischen Schildes für den Reaktor FR 2 bei Karlsruhe 1958/9 aus Colcrete-Ausgußbeton.

lager und das Einlaufbauwerk für den Hauptkanal (Abb. 1, 4 u. 5) sind aus Colcrete-Ausgußbeton errichtet worden. Allein für den Bogen benötigte man etwa 1000 m³ Ausgußbeton. — Unter der Mauer wurde mittels Injektionen nach dem Colcrete-Verfahren ein Dichtungsschleier geschaffen, um Wasserverluste zu vermeiden. Auf der wasserabgewandten Seite der Stauauer sicherte man 350 m² gebräches Gebirge mit Colcrete-Spritzbeton.

Die Arbeitsweise nach dem Colcrete-Verfahren ist den Abbildungen 2—5 zu entnehmen. Das in wasserdichter Schalung zusammen mit Injektionsrohren eingebaute Gesteinsgerüst wurde durch diese von unten nach oben mit Colgrout vermörtelt und die Rohre hernach wieder gezogen. Die Mörtelherstellungs- und



Abb. 4. Herstellen des Widerlagers der Bogenstauauer aus Colcrete-Ausgußbeton, das den Einlauf des Hauptkanal enthält.

-förderanlage richtete man an einer mit Wagen leicht erreichbaren Stelle der Schlucht ein; der Mörtel wurde 60 m weit auf die Sohle gefördert, von dort durch Schläuche weitergepumpt und in die Hohlräume des Gesteinsgerüsts injiziert. Die Anordnung ergab Ersparnisse beim Baustofftransport und war bei diesen Entfernungen nur mit dem gut fließenden Colgrout mög-

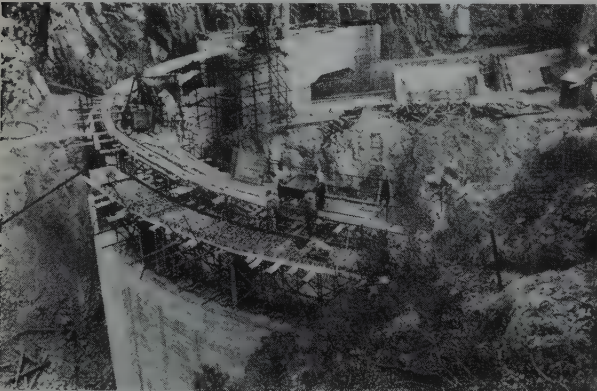


Abb. 5. Bau eines Steges aus bewehrtem Colcrete-Ausgußbeton auf der verstärkten Krone der Bogenstauauer von Bimont; das Gesteinsgerüst wird zusammen mit der Bewehrung eingebaut und anschließend mit Colgrout übergossen.

lich. Es konnten in der Nähe anfallende Gesteinsmassen als Großzuschlag verwendet werden. Hervorzuheben sind, daß hier der Schalungsverbrauch gering war, weil der Ausgußbeton schon nach sehr kurzer Zeit entschalt werden konnte (Selbsttragendes Gesteinsgerüst), und daß man mit einer sehr kleinen Baustellen-einrichtung (nur 45 % des Betons gingen durch die Mischanlage), auskam. Der schnelle Baufortschritt wirkte sich vorteilhaft auf die Wasserversorgung aus. — Die Arbeiten nach dem Colcrete-Verfahren führte die Niederlassung Marseille der Baugesellschaft Les Travaux Souterrains, Paris aus. — [Nach Extension du canal du Verdon, Construction du contre-Barrage de Bimont. Les Travaux Souterrains, und einem Bericht des Ministère de l'agriculture, Service du Génie Rural, Marseille, le 28. II. 1952.]

G. Brux, Minden (Westf.)

Literatur

1. G. Brux: Das Colcrete-Verfahren, seine Weiterentwicklung und Anwendung als Massen-, Unterwasser- und Spritzbeton sowie für Zement-Kolloid-Injektionen in Deutschland; Baumaschine und Bautechn. 5 (1958) S. 299/305 und 343/349.
2. L. T. Davies: The Colcrete process its advantages and application; Liverpool: 1954, R. G. French Ltd.—

DK 624.971.014.2.004.68 : 69.059.5 : 621.315.668.2 (047.6)

Anheben von Freileitungsmasten
bei in Betrieb befindlichen Leitungen

Erhöhter Strombedarf machte die Ausrüstung bestehend 132 KV-Freileitungen mit neuen, dickeren Leitungsdrähten erforderlich. Infolge des dadurch bedingten größeren Durchhangs der Drähte mußten einige Leitungsmaste erhöht werden, um die in den Vorschriften geforderte Mindesthöhe der Leitungen über Gelände zu gewährleisten.

Die notwendigen Montagearbeiten wurden, sofern ein Stromabschaltung zu unwirtschaftlich erschien, bei unter Strom stehenden Leitungen durchgeführt. Aus Sicherheitsgründen fanden die Arbeiten jedoch nur bei Windgeschwindigkeiten unter 25 km/h statt.

Bei den zu erhöhenden Freileitungsmasten handelte es sich um Gittermaste aus Winkelstählen. Der Grundriß eines Mastes hat die Form eines Quadrates mit 4,70 bis 6,10 m Seitenlänge. Die Erhöhung erfolgte durch Einfügung eines Fachwerkfeldes am unteren Ende des Mastes.

Als Vorbereitung wurden am Fuß des Mastes Montagestähle angebracht, wobei man die Schraubenlöcher der vorhandenen Diagonalanschlüsse benutzte (s. Abb. 1). An den Eckstreben

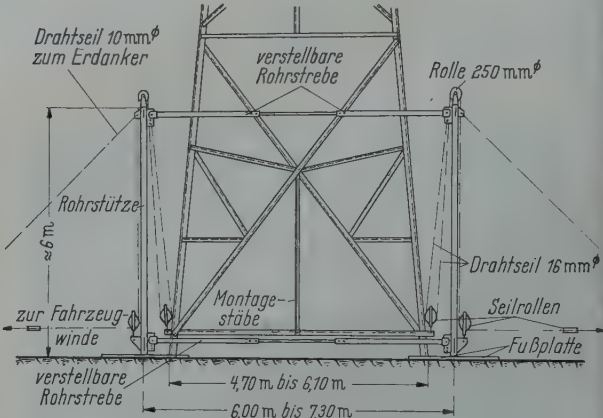


Abb. 1. Ansicht der Hebevorrichtung.

waren die Horizontalstäbe mit Augen zum Anbringen der Seilrollen versehen. Um den Mastfuß wurde nun ein je nach Mastbreite verstellbares Stahlrohrgerüst angeordnet und mit 8 Drahtseilen an schraubenförmigen Erdankern abgespannt. An jedem Rohrstützenkopf war ein Drahtseil befestigt und über mehreren Rollen zur Winde geführt. Dabei wurden jeweils zwei Seile zusammengefaßt. Anordnung und Seilführung des gesamten Hebezeuges sind aus den Abb. 1 und 2 ersichtlich.

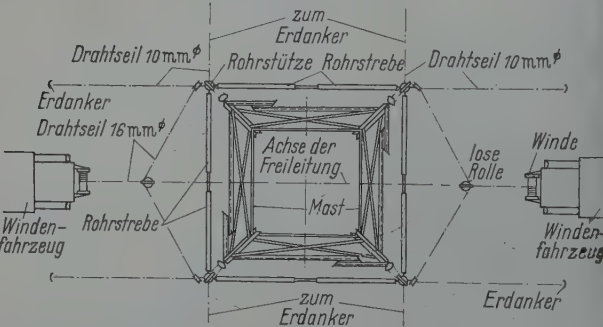


Abb. 2. Grundriß der Hebevorrichtung.

Nach Lösen der Schrauben zwischen Eckstielen und Fußblechverankerung wurden die Maste um etwa 1 m angehoben. In dieser Lage befestigte man die neuen Knotenbleche an den unteren Enden der Eckstiele und hängte die neuen Fachwerkstäbe vorläufig mit je 1 Schraube beweglich an (s. Abb. 3). Anschließend erfolgte das weitere Heben des Mastes bis auf die erforderliche Höhe. Die zusätzlichen Fachwerkstäbe fielen dabei nahezu von selbst in die gewünschte Lage und wurden endgültig miteinander und mit der alten Mastverankerung verschraubt. Jetzt konnten die Seile nachgelassen werden. Bei größerer Erhöhung der Maste lassen sich auf diese Art und Weise natürlich auch mehrere Fachwerkfelder nacheinander anbringen.

Während der Hebearbeiten wurde der Mast quer zur Leitungsschse mit Hanfseilen abgespannt bzw. geführt. Zur Kontrolle eines genau zentralen Anhebens waren außerdem an den Eckstielen des Mastes Ausleger mit Rollen angebracht (aus

hier gebrachten Abbildungen nicht ersichtlich), die mit den
stützen des Hebezeuges in Berührung stehen mußten und
fend beobachtet wurden.

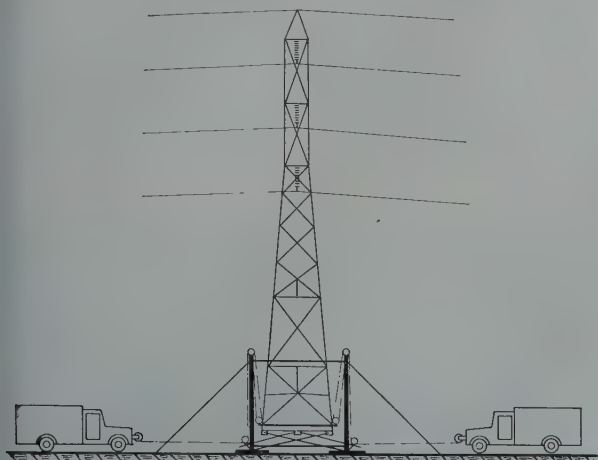


Abb. 3. Angehobener Mast.

Als Arbeitsaufwand für das Anheben eines rund 12 t schwe-
n und etwa 30 m hohen Mastes werden im Mittel 205 Lohn-
nden, einschließlich aller Vor- und Nebenarbeiten, angegeben.
[Nach A. G. Masters und E. J. Gesing: Raising trans-
mission towers with energized lines. Journal of the Power Divi-
on 85 (1959) Nr. P 05, S. 45.]

W. Steinbach, Berlin.

K. 627.2 (667) (047.6)

Tema, der neue Hafen von Ghana

An der Westküste des heutigen Staates Ghana (Westafrika)
findet sich seit etwa 30 Jahren der Hafen Takoradi, der heute
ch einzige Seehafen des Landes. Dieser Hafen ist aber zu weit
h den neu zu erstellenden Aluminiumerzeugungsgebieten im
sten entfernt und die anderen Häfen sind nicht für seegängige
hilfe ausgebaut. Jetzt noch werden für die Hauptstadt Accra
primitivster Weise Güter mit Hilfe von Motorbooten durch
e Brandung gelöscht. Eine eingehende Untersuchung der da-
aligen Goldküste bezeichnete die Stelle des heutigen Tema,
km östlich von Accra, als günstigste für einen großen Hafen.
e ganze andere Küste ist mit ihren flachen Ufern dazu wenig
eignet. Die Untersuchungskommission erstattete ihren Bericht
Jahre 1951, und kurz danach wurde der Hafenbau beschlos-
n. Die Bauarbeiten kosten im ersten Ausbau rund 13 Mio.
d. Sterl.

Es wurde in den Jahren 1952—1954 mit den umfangreichen
arbeiten begonnen. Straßen- und Eisenbahnverbindungen,

Wasser- und Elektrizitätsversorgungen und vor allen Dingen in
der Stadt Tema Wohnungen für Arbeitskräfte und ein Kranken-
haus wurden erbaut. Diese Arbeiten erforderten etwa 3 Mio.
Pfd. Sterl. 29 km Eisenbahnlinien mit 1,07 m Spurweite mußten
zur Verbindung des Hafens mit der bestehenden Bahn erbaut
werden, ferner 13 km Straßen. Als Verbindung zu den Stein-
brüchen wurden 32 km Bahnstrecke und 10 km Straßen erstellt.
Für die Wasserversorgung wurden etwa 65 km Rohrleitungen
verlegt. Diese Vorarbeiten bildeten nur einen kleinen Teil des
Hafenbaues, aber sie waren allein schon umfangreiche Bau-
vorhaben. Es mußten 8 Eisenbahn- und Straßenbrücken erbaut
werden. Zum erstenmal wurden in Westafrika zur Bewältigung
der großen Erdarbeiten im Eisenbahn- und Straßenbau gummi-
bereifte Skrapper von 15 m³ Inhalt eingesetzt, durch die — von
Einheimischen bedient — über 1,15 hm³ Erdmassen bewegt
wurden. Bei den Arbeiten waren etwa 2500 Einheimische
beschäftigt.

Abb. 1 zeigt einen Lageplan des Hafens. Seine Wasserfläche
von 200 ha ist geschützt durch zwei 2,2 km und 1,46 km lange
Molen aus Schüttsteinen. Sie geben eine Einfahrt von 244 m
Breite mit 11 m Wassertiefe frei. Der jetzt beinahe fertig-
gestellte Kai Nr. 2 des ersten Ausbaues in Pierbauweise ist 365 m
lang und 150 m breit und hat an der Außenseite zwei Liege-
stellen von 9,15 m und an der Innenseite zwei solche von 7,95 m
Wassertiefe. Drei einstöckige Transitschuppen und ein zwei-
stöckiger an der Fahrgastschiffsliège mit Räumen für die
Passagiere, Zollgüter usw. sind auf dem Kai gebaut worden.
Auf dem freien Raum zwischen den Schuppen ist reichlich Platz
vorhanden zur Lagerung von Gütern im Freien. Am Ostende
des durch die Molen geschützten Hafens ist eine Werft mit
einem kleineren Trockendock, Hellingen, Ausrüstungskai und
Werkstätten im Bau. Außerhalb der leeseitigen Mole ist ein
Fischereihafen von 8,1 ha Fläche innerhalb besonderer Molen
und 305 m Kai mit einer kleinsten Wassertiefe von 3,65 m und
Bootsbauwerkstätten errichtet worden. An der Einfahrt ist an
der leeseitigen Mole ein Ölhafen im Bau, der für Tanker von
35 000 t tdw vorgesehen ist.

Am Festlande sind noch auf etwa 100 ha Fläche Verschiebe-
bahnhöfe, Abstellgleise, Zufahrtsstraßen, überdeckte und offene
Speicher, Parkplätze und eine große freie Marktplatzfläche von allein
schon 60 ha Größe fast fertiggestellt. Die Letztgenannte ist
außerhalb des eigentlichen Hafengeländes, aber unmittelbar
an diesem gelegen. Ferner sollen Gebäude für Feuerwehr, Poli-
zei, Gesundheitsdienst und Bahn- und Hafenverwaltungen ge-
baut werden. Während der ganzen Zeit der Erstellung des Pro-
jekts wurden in einer Versuchsanstalt in England Wasserbau-
versuche durchgeführt, die im wesentlichen Maße zur Bauweise
der Molen, Einfahrten usw. beitrugen.

Eine der ersten Arbeiten vor der Bauausführung war die
Erschließung von großen Steinbrüchen nördlich des Hafens, aus
denen bis jetzt etwa 3,3 hm³ Steine bis zu 10 t Gewicht ge-
wonnen wurden. Eine einzige Sprengung ergab eine größte
Steinmenge von 150 000 m³. Die Steine wurden auf Waggonen



Abb. 1. Lageplan des Hafens Tema.

von 35 t Tragkraft verladen. Diese wurden zu Zügen zusammengestellt, die von 750-PS-Dieselloks zur Hafenbaustelle gefahren wurden.

Die Molen sind vollständig aus Schüttsteinen hergestellt, die an beiden Seiten aus einer 2,4 m dicken Schicht aus ausgesuchten Steinblöcken (Abb. 2) von 5 bis 10 t Gewicht und dazwischen

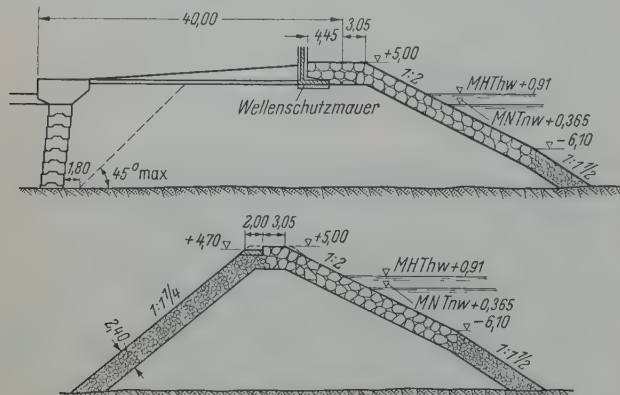


Abb. 2. Verschiedene Molenquerschnitte.

aus Steinbruchmaterial, wie es anfiel, bestehen. Die hafenseitigen Böschungen haben eine Neigung von 1:1 $\frac{1}{4}$, die seeseitige Neigung ist oben 1:2 und unter — 6,1 m NN 1:1 $\frac{1}{2}$. Die Kronenbreite der Molen beträgt 4,8 bis 6 m. Die Steine wurden von einem Kran von 36,5 m Auslegerweite eingebracht. Klappschuten halfen beim Schütten der Steine. Die mittlere Schüttmenge allein bei der großen Mole betrug 13 300 m³ je Woche. Es wurden allein in die jetzt fertiggestellte große Mole 1,4 Mio. m³ Steine eingebaut. Eine kleine Stahlbetonmauer auf der Krone schützt die vier Hafenzufahrtsgleise und die 18 m breite Straße zum Kai Nr. 2 vor den über die Mole hinübergehenden Brechern. Die Mauer ist 670 m lang und zieht sich von der Wurzel der großen Mole bis zum Pieranschluß hin.

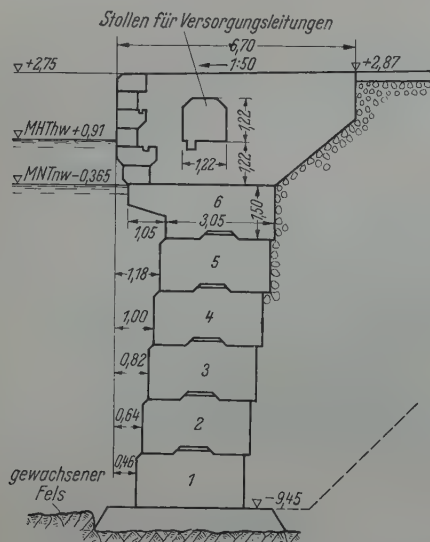


Abb. 3. Querschnitt des Kais Nr. 2.

Auch der Kai Nr. 2 ist jetzt fast fertiggestellt (Abb. 3, 4 u. 5). Er besteht aus 750 000 m³ Steinschüttung zwischen 990 m Kaimauern. Die 12,2 m hohe Kaimauer ist aus in sieben Lagen übereinandergeschichteten vorgefertigten Betonblöcken mit den Abmessungen 1,5 × 1,5 × 3,0 m hergestellt. Zuerst wurde die oberste Lage des Felsens in der See aufgebrochen und weggebaggert. Sodann mußte eine Tauchergruppe die Aufstandsfläche vorbereiten. Unter Wasser wurde die Fläche mit Beton ausgeglichen. Sodann wurden die 16 t schweren Blöcke verlegt, und zwar wurde jeder Block um rd. 18 cm gegenüber dem tieferliegenden zurückversetzt. Das Versetzen der Blöcke geschah durch 20-t-Derricks. Verlegt wurden 125 Blöcke je Woche. Die Krone der Kaimauer besteht aus einem 3 m hohen und 6,7 m breiten Block aus Ortbeton. Dieser enthält einen Stollen von 1,22 × 1,22 m für elektrische Leitungen und Wasser- und Abwasserrohre. Auf der Krone des Kais sollen vorläufig sieben 3-t- und vier 5-t-Elektrokranen laufen. Zwei Lagegleise werden am Kai entlang verlegt. Mit wachsendem Verkehr lassen sich aber auch drei Gleise nebeneinander verlegen. Die Transit-

schuppen sind übereinstimmend mit der modernen Praxis 21,5 m von der Kaiwand entfernt gebaut worden, wobei das Vorfeld aus Stahlbeton mit geglätteter Oberfläche hergestellt ist, Lastkraftwagen, Mobilkranen, Gabelstaplern usw. das Befahren zu erleichtern. Drei Schuppen von 25,9 m Stützweite sind bereits fertiggestellt. Sie besitzen ganz geschweißte Stahlbinder, ein Aluminiumdach tragen. Jeder Schuppen besitzt wasserdichte eine Waggonrampe, die auf seine ganze Länge von 140 m durchgeht, und an jedem Kopfende Ladestellen für Lastkraftwagen. Der vierte Schuppen an der Fahrgastschiffsliegestelle ist als zweistöckigen Stockwerksrahmen zusammengesetzt. Zur Herstellung dieser Schuppen hat man allein 800 t Stahl benötigt.



Abb. 4. Bauausführung des Kais Nr. 2.

Auf dem Festland (Abb. 1) hat man jetzt die Erdarbeit endgültig beendet. Sie umfaßten Aushub, Transport und Kippen von 1,9 hm³ Erd- und Felsmassen mit Baggern, die die Massen in Lastkraftwagen von 16 t Tragfähigkeit luden. Entsprechend dem Hauptexport Ghanas, dem Kakao, sind zwei große Schuppen zur Speicherung dieses Produkts geschaffen worden. Sie gehören mit 144 m Länge und 56 m Stützweite zu den größten je gebauten. Sie bestehen auch wieder aus ganz geschweißten Stahlbindern mit Aluminiumdächern. Andere kleinere Gebäude für die Speicherung von Zement, ferner Werkstätten für Lokomotiven und Waggonen usw. sind vorhanden. Die unzähligen kleineren Gebäude für die verschiedenen Hafenbehörden sind meistens auf Holzpfählen gegründet und bestehen zum Teil aus Stahlbeton. Jetzt ist an der Nordostecke des Hafens das Trockendock zwischen Fangedämmen aus Stahlpundwänden im Bau. Der Fischereihafen ist ganz fertiggestellt, und jetzt wird in der Werft die Gründung des 182 m langen Ausrüstungskais vorgenommen.

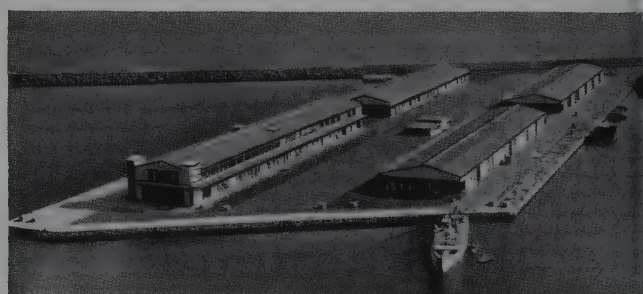


Abb. 5. Fast fertiggestellter Kai Nr. 2.

Die Regierung von Ghana hat beschlossen, nach Fertigstellung dieser Arbeiten sofort mit dem Ausbau des zweiten Hafens zu beginnen. Dieser umfaßt den Bau von weiteren vier Liegeplätzen am geplanten Kai Nr. 1 (Abb. 1). Er soll ebenfalls aus einer Blockmauer von 950 m Länge bestehen und soll vier 132 m lange und 36 m breite Schuppen enthalten. Ferner sollen noch Freilagerflächen geschaffen und das Straßen- und Hafenbahnnetz weiter ausgebaut werden. Des weiteren ist eine Förderanlage für Kakao von den beiden obengenannten Schuppen bis zu den Liegestellen am Kai Nr. 1 geplant. Es werde zur Erstellung dieses Kais etwa 300 000 m³ Felsmassen aus dem Hafenbecken gebaggert. Gleichzeitig ist die neue Stadt Tema im Bau, deren Einwohnerzahl in den nächsten 20 Jahren auf 50 000 steigen soll. — [Nach: Dock and Harbour Authority XL (1960) No 1, S. 263—268.]

Dr.-Ing. F. Orth, Berlin.

Buchbesprechungen

69.001.3 : 624.94 (083.74/.75)

Stahlbau. Ein Handbuch für Studium und Praxis. Band 3: **Stahlbauvorschriften.** Herausgegeben vom Deutschen Stahlbauverband, Köln, und Deutschen Normenausschuß, Berlin. 1050 S. in 4 Sprachen. Fachwörterverzeichnis von 130 S., 17×24 cm. n: Stahlbau-Verlags-GmbH. 1960. Leder-Ringlocherband — DM. 7,50 DM Preisnachlaß auf den 3. Band bei Bezug der 3 Bände.

Der Deutsche Stahlbau-Verband hat mit der Herausgabe des vierten seines Handbuches „Stahlbau“ ein Werk abgeschlossen, das dem Stahlbauer von größtem Nutzen ist. Der 3. Band bringt eine hier einmalige Darstellung aller für den Entwurf, die Berechnung und die Überwachung von Stahlbauten erlassenen Vorschriften. Den Merkstoffnormen schließen sich die einschlägigen Vorschriften für die Prüfverfahren an. Die weiteren Kapitel sind systematisch gegliedert in: Belastungsannahmen, formale Vorschriften für die Berechnung, eigentliche Berechnungsvorschriften für die verschiedenen Teile des Stahlbaues und schließlich Vorschriften für die bauliche Ausführung. Natürlich fehlen in diesem Werk auch die entsprechenden Richtlinien für Korrosionsschutz, Feuerschutz und Abdichtung nicht. Die in den Verhandlungen zwischen Bauherrn und Baufirma so wichtigen Vertragsbedingungen (VOB) sind vollständig gebracht. Der Stahlbauer kommt auch mit den anderen Bauweisen in Berührung. Dieser Tatsache tragen Auszüge aus den Normen für Holzbau, Mauerwerksbau, Fundamentbau sowie Beton- und Stahlbetonbau Rechnung. Förderung des Exportes dienen einige besonders wichtige ausländische Vorschriften. Zur Anwendung der Normen sind von den einzelnen Hoheitsverwaltungen Einführungsbestimmungen erlassen, die ebenfalls in diesem Band wiedergegeben werden.

Die Gliederung dieser Vorschriftensammlung ist sehr übersichtlich. Sachgebiete werden in vierzig Blöcken zusammengefaßt und ermöglichen dem Benutzer die leichte Auffindung des entsprechenden Normenblattes. Die Ringbuchform gestattet eine leichte Ergänzung durch Auswechslung der auf den Stand vom November 1959 gebrachten Vorschriften. Die drucktechnische Ausstattung ist vorzüglich. Der Band gehört in die Hand jedes Ingenieurs, der mit dem Entwurf und der Überwachung von Stahlbauten aller Art zu tun hat.

H. Beer, Graz.

DK 624.27 : 624.073.72.041.6 (082.1 : 023)

Köller, D.: Einflußfelder für die Hauptträgerschnittkräfte einseitiger Plattenbalkensysteme. Bautechnik-Archiv Heft 16. u. 31 S. mit 15 Abb. Berlin: W. Ernst & Sohn 1959. Brosch. — DM.

Bemühungen, das Zusammenwirken der einzelnen Elemente von Plattenbalkenbrücken auf zwei Stützen, die aus zwei Hauptträgern, einer Platte und zwei Endquerträgern bestehen, statisch zu erfassen, sind bereits vor dem Erscheinen der obigen Veröffentlichung zu eigenen Arbeiten geführt, die jedoch alle als Näherungen verschiedener Grade bezeichnet werden müssen, weil stets einige, die Rechnung vereinfachende Annahmen getroffen wurden. So löste man z. B. die Fahrbahnplatte in dicht nebeneinanderliegende Balken auf und vernachlässigte damit die Platten- und Scheibenwirkung der ersten, woran man ließ gewisse Kontaktkräfte zwischen den Längsträgern und der Platte außer Betracht. An den Endquerträgern wurde gewöhnlich eine drehbare Auflagerung der Fahrbahnplatte vorausgesetzt, außerdem blieb die Torsionssteifigkeit der Endquerträger unberücksichtigt.

In der vorliegenden Schrift sind die beiden letzten Annahmen beibehalten, während die Platte als Kontinuum betrachtet wird, und werden ihr und den zwei Längsträgern je eine senkrechte Kraft, je Einspannmoment und je eine Längsschubkraft angesetzt werden, um den Zusammenhang zwischen den Längsträgern und der Platte zu stellen. Damit gehen also die Biegesteifigkeiten der Längsträger in senkrechter Richtung, ihre Torsionssteifigkeiten und ihre Längsschubsteifigkeiten in die Rechnungen ein. Die Biegesteifigkeiten der Längsträger in waagerechter Richtung und die dadurch bedingte verbleibende Kontaktkraft in der Plattenebene bleiben dagegen außer Betracht. Diese Vereinfachung kann hingenommen werden, wenn die Längsträger ausreichend hoch und schmal sind, wenn sie keine breiten Fußwegauskragungen haben und wenn die Entfernung zwischen dem Schubmittelpunkt der Längsträger und der Mittelebene der Platte nicht zu groß ist.

Die mathematischen Ableitungen sind in der Arbeit übersichtlich gestellt, Zahlentafeln und ein Zahlenbeispiel erleichtern die numerischen Berechnungen für praktische Fälle, jedoch dürfte der Arbeitswand ohne Einsatz moderner Hilfsmittel immer noch sehr groß sein. Es ist zu bemerken, daß nur die Einflußfelder für die Biegemomente und die Längskräfte der Balken hergeleitet wurden, die vollständigen Spannungsnachweis erforderlichen Einflußfelder der Querkkräfte und Torsionsmomente fehlen.

Die vorliegende Schrift stellt eine wesentliche Bereicherung der Literatur zur Frage der räumlichen Tragwirkung von Plattenbalkenbrücken dar. Sie kann neben einer vor kurzem an der Technischen Universität Berlin veröffentlichten Dissertation von W. Sommerfeld zum gleichen Thema der praktischen Berechnung mit gutem Erfolg nutzbar gemacht werden.

W. Koepcke, Berlin.

DK 624.073/.074.04 : 539.311 (022)

Girkmann, K.: Flächentragwerke. Einführung in die Elastostatik der Scheiben, Platten, Schalen und Faltwerke. Fünfte, verbesserte und vermehrte Aufl. XXXI u. 632 S., 15,5×22,7 cm, mit 318 Abb. Wien: Springer 1959. Geb. 72,— DM.

Seit 1945 sind von diesem bewährten Lehrbuch fünf jeweils erweiterte und vervollständigte Auflagen erschienen, und ein solcher Erfolg ist für dieses Fachbuch und seinen Autor die beste Empfehlung.

Das Buch ist für den Praktiker und für den Studierenden geschrieben. Es behandelt die Scheiben, Platten, Schalen und Faltwerke nach dem neuesten Stand der theoretischen Erkenntnisse. Dabei kommt der Autor im allgemeinen mit den dem Ingenieur vertrauten Hilfsmitteln der Mathematik und Mechanik aus. Der aufmerksame Leser wird darüber hinaus aber auch an Probleme herangeführt, die bisher noch nicht oder noch nicht in befriedigender Weise gelöst werden konnten.

In der nunmehr vorliegenden fünften Auflage sind die Literaturangaben auf den neuesten Stand der Forschung gebracht und durch ein Namenverzeichnis ergänzt. Im Anhang ist die „verschärfte Theorie dünner Platten“ nach E. Reissner aufgenommen, die unter Berücksichtigung der Querschubverzerrungen die strenge Erfüllung aller drei bei Plattenproblemen auftretenden Randbedingungen (Biegemoment, Drillmoment, Scherkraft) ermöglicht. Dabei ergibt sich, daß gegenüber der klassischen Plattentheorie die Spannung σ_z senkrecht zur Plattenebene neben den Biegenormalspannungen σ_x und σ_y nicht mehr vernachlässigt wird. Die Theorie von Reissner wird weiter auf orthogonal anisotrope Werkstoffe erweitert und durch ein Beispiel für eine isotrope Platte mit der klassischen Plattentheorie verglichen.

S. Krug, Berlin.

DK 624.012.46 : 693.56 (042 : 023) = 40

Robinson, J.-R.: Cours de Béton Précontraint (Vorlesungen über Spannbeton). 150 S., 16×25 cm, mit 75 Abb. Paris: Dunod, 1959. Brosch. 11,— NF.

Die Vorlesungen über Spannbeton, welche der Verfasser an der Ecole nationale des Ponts et Chaussées hält, sind der Inhalt dieser Schrift. Er stimmt in allen wesentlichen Kennzeichen mit dem überein, was auch an deutschen Technischen Hochschulen zum gleichen Thema gelehrt wird, wenn auch die Form der Darstellung — z. T. bedingt durch spezielle französische Entwicklungstendenzen und Forschungen — abweicht. Den Leser dürfte nicht nur diese unterschiedliche Darstellungsweise, sondern auch die häufige Bezugnahme auf die französischen Provisorischen Richtlinien für Spannbeton vom Jahre 1953 interessieren, die sich von den entsprechenden deutschen Richtlinien in wichtigen Einzelheiten, wie z. B. der enger gefaßten Definition des vorgespannten Betons und der Freizügigkeit in der Festsetzung zulässiger Spannungen unterscheiden.

W. Koepcke, Berlin.

DK 624.012.45 : 624.04 : 624.023.93 - 422/- 423 (083.5)

Hofacker, K.: Stahlbeton-Tabellen zur Berechnung der Konstruktionselemente rechteckigen und T-förmigen Querschnitts. 64 S., 17×24 cm mit 4 Abb. Zürich: Lemann 1959. Hln. 15,— Sfr.

Die Tabellen enthalten in ausreichend engen Intervallen Zahlenwerte für den direkten Spannungsnachweis und die freie und gebundene Bemessung einfach und doppelt bewehrter Rechteckquerschnitte bei einfacher Biegung und bei Biegung mit Längsdruck kleiner und großer Exzentrizität, sowie für die Biegung von Plattenbalken, wobei die Betonspannungen im Steg in allen Fällen, in welchen sie von Bedeutung sind, berücksichtigt werden. Sämtliche Tabellen sind dimensionslos und gleichartig aufgebaut, so daß nur wenige, stets die gleiche Bedeutung besitzende Parameter vorkommen.

Zugrundegelegt sind die Gültigkeit des Hookeschen Gesetzes für den Beton und die Zahl $n = 10$.

W. Koepcke, Berlin.

DK 625.84.001.86 (023)

Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen e. V.: **Erfahrungen mit alten und neuen Betonstraßen.** Schriftenreihe der Arbeitsgruppe Betonstraßen, Heft 9. 96 S., 14,8×21 cm, mit 70 Abb. Bad Godesberg: Kirschbaum-Verlag 1959. Broschiert 7,50 DM.

Die Veröffentlichung enthält die Referate der Jahresversammlung der Arbeitsgruppe Betonstraßen der Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen im Jahre 1959 in Wiesbaden. Aus den grundsätzlichen Ausführungen von Dr.-Ing. Minetti ist zu entnehmen, daß weitere Untersuchungen über die Reibung zwischen Untergrund und Betondecke angestellt werden. Eine möglichst niedrige Reibung soll eine Vergrößerung des Fugenabstandes gestatten. Im Wettbewerb der Zementbetondecke mit den bituminösen Bauweisen besteht bei Erneuerung von Fahrbahnbelägen unter Verkehr für die Betonstraße der Nachteil, daß die erforderliche Abbindezeit von 28 Tagen eine Verkehrsbehinderung ergibt. Es sind daher Untersuchungen zur Beschleunigung des Erhärtens durch Verwendung von Naßdampf im Gange. Außerdem laufen Versuche zur Herstellung von Betonfahrbahnen aus Fertigteilen. Hierbei soll die Plattengröße die Abmessungen von

3,75 × 8,0 m nicht unterschreiten, um die Fugenanzahl im Vergleich zur üblichen Deckenbauweise nicht zu erhöhen. Betondecken für Hauptverkehrsstraßen aus Fertigteilen werden bereits in osteuropäischen Ländern hergestellt. Die Schwierigkeiten für die Verwendung von Fertigteilen bestehen bisher darin, die Ebenförmigkeit auch unter starker Verkehrsbelastung zu erhalten.

Über Erfahrungen beim Bau von Betondecken auf der badischen Autobahn Karlsruhe—Basel, auf der Autobahn Salzburg—Wien und beim Bau des Schnellstraßennetzes in Düsseldorf referierten Dr.-Ing. Leins, Stuttgart, Meyer, Wien, und Auberlen, Düsseldorf.

Streit schlägt vor, den Raumbfugenabstand im Interesse des Fahrkomforts bei der üblichen Bewehrung mit Stahldrahtmatten in der kühlen Jahreszeit auf 50 m, in der warmen Jahreszeit auf 75 m zu erhöhen. Dabei soll der Scheinfugenabstand von maximal 10 m erhalten bleiben. Ingenieur Ringeling, Den Haag, berichtet über holländische Betonbauweisen. Für Dehnungsfugen ist bisher in der warmen Jahreszeit ein Abstand von 37,5 m, in der kalten Jahreszeit von 25 m vorgeschrieben. Dazwischen liegen Preßfugen im Abstand von 6,25 m. Neuerdings sollen die Dehnungsfugen so weit auseinandergelegt werden, daß nur am Ende eines Arbeitstages eine Dehnungsfuge angeordnet wird. Bei einer Tagesleistung von z. B. 400 m Fahrbahndecke würde nun alle 400 m eine Dehnungsfuge vorzusehen sein. In diesem Zusammenhange ist der Hinweis von Interesse, daß in den USA im Betondeckenbau in 38 Staaten keine Raumbfugen im Betondeckenbau mehr angeordnet werden und daß man sich hier mit Scheinfugen begnügt.

Die bekannte holländische Konstruktion, unter den Quertfugen von Betondecken 1,50 m breite und 15 cm dicke Fugenschwellen als Betonbalken anzuordnen, hat sich bei der starken Verkehrsbelastung der holländischen Straßen als nicht geeignet erwiesen, weil auch hier ein Absinken im Bereich der Dehnungsfuge infolge Setzens der Betonschwelle unter der Fuge zu beobachten ist. Keine künstliche Verdichtung ist so wirksam wie die Nachdichtung durch den Verkehr. An den Betonbalken unter den Fugen ist daher eine ungleichmäßige Nachverdichtung in Fahrtrichtung zu verzeichnen. Aus diesen Gründen hat man sich jetzt auch in Holland entschlossen, die Zementbetondecke auf eine stabilisierte Sandschicht zu legen, die durchgehend in 15 cm Dicke mit Zement vermörtelt wird.

Nach den gelungenen Ausführungen von Spannbetonbelägen auf Flugplatzpisten sind jetzt vielerorts auch Versuche mit Spannbeton im Straßenbau angestellt worden. Im Ausland liegen eine Reihe von Versuchsausführungen vor. In der Bundesrepublik ist eine 900 m lange Versuchsstrecke bei Bingen gebaut worden, über die Schnecke, Koblenz, berichtet. Der Abstand der Quertfugen zwischen den vorgespannten Feldern beträgt bei dieser Konstruktion jeweils 150 m. Für die Fugenkonstruktion ist ein Bewegungsspielraum von 10 cm je Fuge erforderlich. Die Arbeitsmöglichkeit dieser Fugen ist durch Gummiprofile geschaffen, die zwischen Stahllamellen zusammengedrückt werden können.

B. Wehner, Berlin.

DK 624.131 (022 : 057)

Fuchs, E.: Baugrund und Bodenmechanik. 303 S. 16,5 × 23 cm mit 230 Abb. u. 23 Tafeln. Leipzig: Fachbuchverlag 1959. Geb. 12,80 DM.

In dem handlichen Buch, das dem Lehrplan für Fachschulen und Fernkurse entspricht, wird das heute gesicherte Wissen um die bodenmechanischen Kenntnisse in unmittelbarer praktischer Anwendung für die Bedürfnisse des Ingenieurs und Technikers dargestellt und durch zahlreiche Beispiele belegt.

Die einschlägigen Normen werden dabei teilweise wörtlich zitiert und ihre Auslegung durch Besprechung ergänzt. Das erste Kapitel ist diesen Richtlinien für Gründungen und den Baugrunduntersuchungen gewidmet. Im zweiten Kapitel werden die Grundzüge der Bodenmechanik in einfacher und klarer Weise vorgetragen. Das sehr gut gelungene dritte Kapitel behandelt die Spannungsverteilung im Boden, die Setzungsrechnungen sowie den Grundbruch, wobei besonders die durchgeführten Rechnungsbeispiele und Tabellen dem praktischen Statiker nützlich sein werden, der nicht laufend mit derartigen Dingen zu tun hat. Im vierten Kapitel wird der Erddruck und seine vielfältigen Berechnungsmöglichkeiten in vielen guten graphischen Darstellungen so ausführlich gebracht, daß wohl kaum ein praktischer Fall überschlagen ist. Das Buch, bei dem man den erfahrenen Lehrer zwischen den Zeilen spürt, wird dem Studierenden wie auch dem älteren Ingenieur, der den heutigen Stand der Grundbaustatik schnell übersehen will, in seiner leichtfaßlichen Art wertvoll sein. Es kann auch dem Bauleiter auf der Baustelle als Nachschlagewerk bestens empfohlen werden, da es verlorene Kenntnisse rasch in die Erinnerung zurückruft.

E. Bachus, Frankfurt/M.

DK 625.855.3 : 66.047.75 : 539.215.4 (047.1 : 023)

Hille, B.: Die Veränderungen des Kornaufbaues während des Betriebsablaufes beim Aufbereiten von bituminösem Mischgut unter besonderer Berücksichtigung des Durchganges der Körnungen durch die Trockentrommel. Forschungsberichte des Landes Nordrhein-Westfalen Nr. 771, herausgegeben durch das Kultusministerium. 86 S., 21 × 29,7 cm, mit 52 Abb. u. einem Anhang mit 20 Tab. Köln und Opladen: Westdeutscher Verlag 1959. Brosch. 32,60 DM.

Das Hauptergebnis dieser Forschungsarbeit bringt für alle, die schon einmal vor der sorgenreichen Aufgabe gestanden haben, aus handelsüblichen Zuschlagstoff-Fractionen Asphaltbeton mit zeitlich unveränderlichem Kornaufbau zu erzeugen, eigentlich keine große Überraschung: Die von den Sollsieblinien abweichenden erzielten

Kornzusammensetzungen überdecken wegen des schwankenden Unterkornanteils bereits bei der Aufgabe in die Trockentrommel ein zu rd. 15 Durchgangsprozente breites Band, während dagegen Veränderungen durch thermische Beanspruchungen in der Trommel von ganz untergeordneter Bedeutung sind. Zur Vermeidung der an andernorts sehr oft festgestellten großen Überschreitungen der Unterkorn toleranzen (es wurden beispielsweise bei der Körnung 8/12 st. der zulässigen 20 % bis zu 46 % Unterkorn festgestellt) schlägt der Verfasser vor, die Betriebssieb-Maschenweiten zu vergrößern, die wirklichen Ursachen für das Zuviel an Unterkorn aber wirtschaftliche Gründe, nämlich die Siebüberlastung und das Wasserspannen, bleibt der Erfolg wohl auch dann zweifelhaft. Auch ist das Schwanken des Unterkornanteils das entscheidende Übel.

Die Problematik der im Anfang der Arbeit durchgeführten theoretischen Erfassung des Materialtransports durch die Trockentrommel wird daran am besten erkennbar, daß rechnerisch Korndurchmesser unter 0,7 mm gar nicht mehr transportiert, sondern vom Luftstrom zum Einwurfende geblasen werden müßten. Diesen Widerspruch zu tatsächlichen Verhalten des Aufgabegutes führt der Verfasser auf vereinfachenden Annahmen — wie Kugelgestalt der Körner und keinerlei gegenseitige Behinderung — zurück, die für die Durchführung der Rechnung notwendig waren.

Die sorgfältig an 10 Baustellen durchgeführten umfangreichen Untersuchungen zeigen, daß eine Nachsiebung des heißen Materials keine nennenswerte Verbesserung in der Kornzusammensetzung bringt. Die Zusammensetzung der Körnung wird auf dem Weg zu Mischer zunehmend gleichmäßig. Andere Vorteile der Nachsiebung, wie die Verminderung von Betriebsunterbrechungen bei kurzen Störungen an der Trockentrommel oder die rasche Umstellung auf eine andere Sieblinie sind aber in manchen Fällen von Bedeutung.

Besonderes Interesse verdienen die Ergebnisse der Untersuchungen über die Zuteilgenauigkeit der Stoßaufgeber. Ein befriedigendes Zumessen ist demnach nur dann zu erreichen, wenn für jede Körnung getrennt zunächst eine Eichkurve unter den geplanten Betriebsverhältnissen (Materialfeuchtigkeit, Hubzahl, Spalthöhe der Auswurföffnung) ermittelt wird, nach der die Einstellungen dann vorgenommen werden können.

Die zahlreichen tabellarischen Zusammenstellungen am Schluß zeigen deutlich, welche Genauigkeit des Kornaufbaues im Allgemeinen überhaupt erwartet werden darf.

F. Pilny, Berlin.

DK 626.8 : 631.6 (022)

Press, H.: Kulturlanderhaltung und Kulturlandgewinnung durch wasserwirtschaftliche und wasserbauliche Maßnahmen. VIII u. 372 S., 17 × 24 cm, mit 610 Abb. Berlin/Hamburg: Parey 1959. Geb. 59,60 DM.

Die Bücher von Preß, auch das vorliegende, zeichnen sich dadurch aus, daß sie unter Verwendung von sehr viel Bildmaterial eine leicht faßliche, straff formulierte Zusammenstellung aller erreichbaren, in der sehr vielfältigen Literatur weit verstreuten Angaben über fast alle interessierenden Punkte des behandelten Wissensbereiches bringen, ohne daß diese Zusammenstellung einer für diesen Zweck ausreichenden wissenschaftlichen Untermauerung entbehrt. Eine weitergehende Information wird dem Leser durch ein umfangreiches Schrifttumsverzeichnis von 189 Nummern erleichtert.

Der trotz der knappen Fassung recht ansehnliche Umfang des Buches läßt die außerordentliche Spannweite des Stoffes erkennen, der sich im Grundsätzlichen zwar nur auf die wasserwirtschaftliche und wasserbautechnischen Aspekte des Themas bezieht. Aber da es um die Behandlung und Gestaltung unserer Landschaftsräume, vornehmlich in ihrem landwirtschaftlichen Nutzungsbereich, also um komplexe Organismen und um das Wasser geht, das im natürlichen und wirtschaftlichen Geschehen eine universelle Rolle spielt, so muß in dem Buche einfach auch auf viele andere Disziplinen, ja eigentlich auf alles Bezug genommen werden. Dem tragen in der Tat Inhalt und Gliederung des Buches Rechnung, das sich — um nur einen Titel zu nennen — mit der Bedeutung spezifischer wasserwirtschaftlicher und wasserbaulicher Maßnahmen für das Kulturland, mit den Grundlagen für die Planung und Ausführung (z. B. Boden, Klima und Wetter, Wachstumsbedingungen der Pflanzen, gesetzliche und finanziellen Voraussetzungen), ferner eingehender mit den Maßnahmen zur Kulturlandverbesserung (den Techniken der Entwässerung und Bewässerung in ihren Zusammenhängen mit den übrigen Faktoren der Landschaft), aber auch zur Kulturlandgewinnung (Ödlandkultur, Moorerschließung, Urbarmachung von Heiden und Bleichsandgebieten, Halden- und Tagebaubepflanzungen, Neulandgewinnung an der Küste u. a. m.) beschäftigt. Ganz besonders widmet sich der Verfasser auch den sog. landwirtschaftlichen Folgeerscheinungen. Der Kulturlandschutz (gegen Wind- und Wassertrosion, Küsten- und Inselerschutz, Schutz gegen Versalzungen u. a.) und die Kulturlandverbesserung (Abwasser-, Schlick-, Müllverwertung u. a.) werden erfaßt. Besonders erfreulich ist, daß am Ende des Buches wenigstens mit einem ersten Ansatz auch auf die Auswirkungen und Folgen von Eingriffen aus anderen Bereichen der Wasserwirtschaft und des Wasserbaues auf das Kulturland hingewiesen wird.

Das Buch hat sich bereits im praktischen Gebrauch bewährt und kann daher Fachleuten und Studierenden der verschiedensten einschlägigen Disziplinen empfohlen werden.

F. Zimmermann, Braunschweig.

DER BAUINGENIEUR

berichtet über das gesamte Gebiet des Bauingenieurwesens (mit Ausnahme von Vermessungswesen, Verkehrstechnik, Wasserversorgung und Entwässerung der Siedlungen). Er bringt Aufsätze über Baustoffe, Theorie und Praxis der Ingenieurkonstruktionen, interessante Bauausführungen, Berichte über bemerkenswerte Veröffentlichungen des Auslandes, Normungsfragen und Tagungen, Buchbesprechungen.

Originalbeiträge nehmen an die Herausgeber:

Professor Dr. techn. h. c. Dr.-Ing. K. Sattler,
Technische Universität Berlin,
Lehrstuhl für Stahlbau
(1) Berlin-Charlottenburg 2, Hardenbergstr. 35

Professor Dr.-Ing. A. Mehmel,
(16) Darmstadt, Technische Hochschule.

Alle sonstigen Mitteilungen, Bücher, Zeitschriften usw. werden erbeten an die

Schriftleitung „Der Bauingenieur“,
Springer-Verlag,
Berlin-Wilmersdorf, Heidelberger Platz 3.

Für die Abfassung der Arbeiten sind die von den Herausgebern anzufordernden Richtlinien zu beachten. Für Formelgrößen usw. sollen soweit irgend möglich die genormten Bezeichnungen nach DIN 1350 und 1044 bzw. der BE. benutzt werden. Vorlagen für Abbildungen werden auf besonderen Blättern erbeten. Reinzeichnungen werden soweit erforderlich vom Verlag ausgeführt.

Nachdruck: Mit der Annahme des Manuskripts eines Beitrages für die Zeitschrift „Der Bauingenieur“ erwirbt der Springer-Verlag das ausschließliche Verlagsrecht für alle Sprachen und Länder, einschließlich des Rechts der photomechanischen Wiedergabe oder einer sonstigen Vervielfältigung. — Im „Bauingenieur“ erscheinende Arbeiten dürfen nicht vorher an anderer Stelle veröffentlicht worden sein und auch später nicht anderweitig, weder im Inland noch im Ausland, veröffentlicht werden. Ausnahmen von dieser Regel bedürfen einer entsprechenden Vereinbarung zwischen Autor, Herausgeber und Verlag.

Photokopien: Auf Grund des zwischen dem Börsenverein des Deutschen Buchhandels e. V. und dem Bundesverband der Deutschen Industrie abgeschlossenen Rahmenabkommens ist jedoch die Anfertigung photomechanischer Kopien eines Beitrages gewerblichen Unternehmen für den innerbetrieblichen Gebrauch gestattet, sofern der Hersteller oder Benutzer jede Seite dieser Kopie mit einer Gebühren-Wertmarke im Betrag von DM 0,10 kenntlich macht. Diese Marken sind zu beziehen vom Börsenverein des Deutschen Buchhandels e. V. (Inkasso-Stelle), Frankfurt/M., Großer Hirschgraben 17/19. (Der Verlag läßt diese Beträge den Autorenverbänden zufließen.) Die Verpflichtung zur Verwendung von Gebühren-Wertmarken entfällt, falls der Hersteller von Kopien mit dem Springer-Verlag ein Pauschalabkommen über die Kopie-Gebühren-Entrichtung vereinbart hat.

Die Wiedergabe von Gebrauchsnamen, Handelsnamen, Warenbezeichnungen usw. in dieser Zeitschrift berechtigt auch ohne besondere Kennzeichnung nicht zu der Annahme, daß solche Namen im Sinne der Warenzeichen- und Markenschutz-Gesetzgebung als frei zu betrachten wären und daher von jedermann benutzt werden dürften.

Erscheinungsweise: Monatlich.

Bezugspreis: Vierteljährlich DM 12,— (Einzelheft DM 4,50) zuzüglich Postgebühren. — Für Studierende ermäßigt sich der Bezugspreis auf DM 9,60 vierteljährlich zuzüglich Zustellgebühren. — Die Lieferung läuft weiter, wenn nicht 4 Wochen vor Vierteljahresabschluß abbestellt wird. Der Bezugspreis ist im voraus zahlbar. — Bestellungen nimmt jede Buchhandlung, jedes Postamt oder der Verlag entgegen.

Anzeigen nimmt die Anzeigen-Abteilung des Verlages (Berlin-Wilmersdorf, Heidelberger Platz 3, Westberlin, Fernspr.: Sammelnummer 83 03 01) an. Die Preise wolle man unter Angabe der Größe und des Platzes erfragen.

SPRINGER-VERLAG

Berlin · Göttingen · Heidelberg

Vor kurzem erschien:

Die zahlenmäßige Entwicklung des Hochschulbesuches in den letzten fünfzig Jahren

Von Dr. rer. pol. CÄCILIE QUETSCH,
Siemens-Schuckertwerke AG

Mit 11 Bildern und 15 Tabellen. VIII, 56 Seiten
Gr.-8°. 1960. Steif geheftet DM 7,50

INHALTSVERZEICHNIS

Einleitung · Der Hochschulbesuch seit dem Studienjahr 1908/09 bis 1957/58: Die Entwicklung in absoluten und relativen Zahlen. Ein Vergleich mit früheren Jahrhunderten. Die Entwicklung bei anderen Nationen. Das Frauenstudium · Die wichtigsten Einflüsse auf den Hochschulbesuch: Die Abhängigkeit von der Bevölkerungsstruktur. Der Einfluß von Wirtschaft und Politik. Die Auswirkungen der Studienordnungen · Die zukünftige Entwicklung · Tabellen · Schriftumsverzeichnis.

SPRINGER-VERLAG

BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

Projektierung und Vorkalkulation in der chemischen Industrie

Von Dr. phil. HERBERT KÖLBEL,

o. Professor und Direktor des Institutes für Technische Chemie der Technischen Universität Berlin, ehemals Betriebsdirektor bei der Rheinpreußen AG für Bergbau und Chemie, Homberg (Niederrhein),

und Dipl.-Ing. JOACHIM SCHULZE,

Wirtschaftsingenieur und Assistent am Lehrstuhl und Institut für Technische Chemie der Technischen Universität Berlin

Mit 250 Abbildungen. XVI, 491 Seiten Gr.-8°. 1960.
Ganzleinen DM 61,50

SPRINGER-VERLAG

BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG



Linde

DRUCKLUFT WERKZEUGE

für
Bauunternehmungen

zum Abtragen von
Betonfundamenten,
zum Aufreißen von
Straßendecken,
zum Abreißen von
Mauerwerk
sowie für alle
Erdarbeiten

erlangen Sie
kostenlose Vorführung

MASCHINENFABRIK SÜRTH · SÜRTH b. KÖLN

VEIGNIEDERLASSUNG DER GESELLSCHAFT FÜR LINDE'S EISMASCHINEN A.G.

DER NEUE WOLFF KRAN



Transport
auf engstem Raum in
zusammengeklapptem
Zustand

JUL. WOLFF & CO GMBH
HEILBRONN / NECKAR

Atomkraft

Der Bau ortsfester und beweglicher
Atomantriebe und seine technischen
und wirtschaftlichen Probleme

Eine kritische Einführung für Ingenieure,
Volkswirte und Politiker

Von Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h.
FRIEDRICH MÜNZINGER, Berlin

Dritte, umgearbeitete, stark erweiterte Auflage
Mit 260 Abbildungen und 83 Tabellen.

XII, 304 Seiten Gr.-8°. 1960. Ganzleinen DM 42,-

INHALTSÜBERSICHT

Theoretischer Teil:

Einleitung. Atomphysikalische Grundlagen. Kühlung von
Reaktoren. Bau- und Spaltstoffe.

Technischer Teil:

Der Bau von Reaktoren. Wärmekraftmaschinen für Reak-
toren. Spaltstoff- und Baustoffbedarf von Reaktoren. Bau
ganzer Atomkraftwerke.

Wirtschaftlicher Teil:

Wettbewerbsfähigkeit von Atomkraftwerken. Deutscher
Atomkraftwerkbau. Die Atomwirtschaft.

Atomkraft und zweite industrielle Revolution:

Allgemeines.

Atomantriebe für ortsbewegliche Anlagen:

Nukleare Antriebe für Schiffe. Nukleare Antriebe für Flug-
zeuge. Nukleare Antriebe für Raketen. Nukleare Antriebe
für Lokomotiven. Nukleare Antriebe für Kraftwagen · An-
hang · Literaturverzeichnis · Namen- und Sachverzeichnis.

SPRINGER-VERLAG
BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

Schwierige Grundbauten



Druckluftgründungen

Pfahlgründungen

Baugrund-Untersuchungen

Dr.-Ing. **PAPROTH & CO.**
Krefeld — Berlin — Winsen-L.

DKG JORDAHL ANKERSCHIENEN

DEUTSCHE KAHNEISEN GESELLSCHAFT
West G. m. b. H.
Berlin-Wittenow, Roedernallee 88-90
Tel. 49 30 90 · Teleg. Kahneisen · Telex über Deutzmotor Berlin 0183765 · Lager: Troisdorf-Köln und Berlin-Wittenow

Compakta

beseitigt Fußbodenschäden in Beton, As-
phalt, Stein, Steinholz. Prospekt durch
Baustoff-Chemie, Seebuck/Oberbayern

Einmal gebrauchte, sehr gut erhaltene, rammfähige

Stahlpundwände

mit einwandfreien Schlössern in den Fabrikaten „Larssen III“,
„Hoesch III“ und „Krupp KN III“ in Längen zwischen
3 und 8 m laufend und preisgünstig abzugeben.

F. & A. JEHLE OHG., Rastatt-Hügelsheim / Baden
Telefon: Ifezheim 277-278 / Fernschreiber Nr. 0784 732

Gegen
Wasser
und
Feuchtigkeit



vandex
isoliermittel



VANDEX
ISOLIERMITTEL-GESELLSCHAFT M.
HAMBURG-STELLINGEN
KIELER STRASSE 335c

Tiefgründungen

Schwerlastpfahl

»System Simpol«

Eingerüttelter Ortbeton-Rammpfahl
mit vorgefertigter Spitze und
vollarmiertem Stahlbetonschaft

Rüttel- und Preßbetonbohrpfähle
Brunnengründungen

Grundwasser- absenkungen

Flach-, Tief- und Großbrunnenanlagen
Vacuumanlagen »System Pollems« DBPa.

Bohrungen
Aufschlußarbeiten
Rohrleitungsbau



FRITZ POLLEMS KG. WEST
BREMEN · ESSEN · BERLIN

ORTBETONRAMMPFAHL
»SYSTEM SIMPOL«

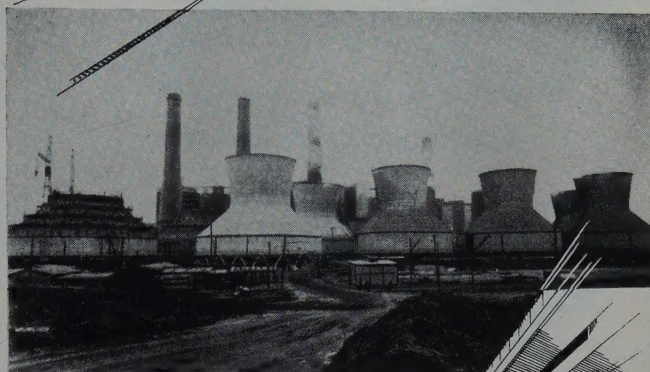
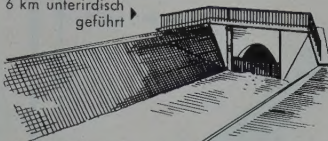


Erfahrungen mit

CERINOL

Dichtungsmittel
für Mörtel u. Beton

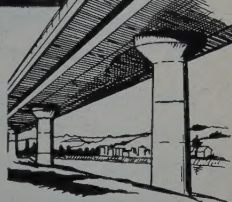
KÖLNER RANDKANAL
18 km oberirdisch und
6 km unterirdisch
geführt



Über eine halbe Million Kilogramm CERINOL-Beton-
dichtungsmittel sind für den Bau des Kölner-Randkanals und
des Großkraftwerks Frimmersdorf gebraucht worden.

Auch beim Bau der vielbeachteten Hochstraße »Viadukt
Unkelstein« wurden CERINOL-Zusatzmittel für Mörtel und
Beton verwendet.

CERINOL-Erzeugnisse sind vom Minister für Wiederaufbau
in allen Gruppen zugelassen, und zwar als Betonverflüssiger,
Luftporenbildender Betonverflüssiger, Luftporenbildner (LP-
Stoff), Dichtungsmittel. Zugelassen bei der Bundesbahn (A.I.B.)



BAUTENSCHUTZ DEITERMANN

CHEMISCHE WERKE · DATTELN · FERNRUF-SA.-NR. 2186



hoffentlich ALLIANZ versichert



wenn ein Dieb Dich arm gemacht

Für Gleis- und Bahnbauarbeiten an unseren umfangreichen
Werks- und Grubenbahnen suchen wir

erfahrenen Eisenbahnbauingenieur

oder

Tiefbauingenieur

im Alter bis zu 40 Jahren.

**Bewerber ist vorgesehen für die Leitung einer großen Bahnmeisterei und
für die Bauleitung von umfangreichen Oberbau- und Tiefbauarbeiten.**

Bewerbungen mit Lichtbild, handschriftlichem Lebenslauf, tabellarischer Zusammen-
stellung des beruflichen Werdegangs, Zeugnisabschriften, Angabe von Refe-
renzen und Gehaltsansprüchen sowie des frühesten Eintrittstermins erbeten an

Gemeinschaftsbetrieb Eisenbahn und Häfen
Personalabteilung
Duisburg-Hamborn, Postfach 141

STELLENANGEBOTE

Leichtmetall-Halbzeugwerk in landschaftlich reizvoller Gegend in NRW sucht sofort oder später einen jüngeren

Bauingenieur

zur Bearbeitung des Sachgebietes

Aluminium im Bauwesen

Die Nachfrage nach diesem jungen, modernen Werkstoff ist in ständigem Steigen begriffen, so daß sich einem aufstrebenden und wendigen Mitarbeiter außergewöhnliche Entwicklungsmöglichkeiten bieten.

Bewerber müssen sowohl am Zeichenbrett als auch am Verhandlungstisch ihren Mann stehen können.

Bewerbungsunterlagen mit handgeschriebenem Lebenslauf, Zeugnisabschriften und ausführlichen Angaben über bisherige Tätigkeiten, Gehalts- und Wohnungswünsche erbitten wir unter F. E. 5600 an STAMM-Werbung, Essen-Stadtwald, Goldammerweg 16.

Für das Tiefbauamt der Stadt Gelsenkirchen (rund 390 000 Einwohner, Ortsklasse S) werden gesucht:

a) mehrere Tiefbauingenieure

Bedingungen: Abgeschlossene Ausbildung (staatliche Ingenieurschule). Erfahrungen und Kenntnisse im Straßenbau, Brückenbau oder in der Stadtentwässerung sind erwünscht. Jüngeren Ingenieuren wird Gelegenheit gegeben, sich in die Aufgaben einzuarbeiten.

Vergütung nach Verg.-Gr. IV b/V a TO. A;

Probezeit vier Monate.

Kennziffer 66.24.

b) 1 Diplom-Ingenieur

Bedingungen: Abgeschlossene Ausbildung (TH, Fachrichtung Bauingenieurwesen).

Vergütung nach Verg.-Gr. III TO. A; Probezeit vier Monate.

Kennziffer 66.25.

Bewerbungen sind mit den üblichen Unterlagen (Lebenslauf, Lichtbild, Zeugnisabschriften usw.) innerhalb 14 Tagen nach Erscheinen dieser Ausschreibung unter Angabe der entsprechenden Kennziffer einzureichen an

Stadtverwaltung — Hauptamt — Gelsenkirchen

Die Neubauabteilung beim Wasser- und Schiffsamt Meppen/Embsucht einen

jüngeren Dipl.-Ing.

des Bauingenieurwesens für interessante wasserbauliche Arbeiten bei der Abwicklung und Entwurfsbearbeitung von Ingenieurbauten am Dortmund-Ems-Kanal. Im Anschluß an diese Tätigkeit ist eine Weiterbeschäftigung im Bereich der Wasser- und Schiffsamtsdirektion Münster möglich. Die Einstellung erfolgt nach Vergütungsgruppe III der TO. A.

Verheirateten wird Trennungsschädigung und Umzugskostenbeihilfe nach den geltenden Bestimmungen gewährt. Eine Wohnung kann gestellt werden.

Bewerbungen sind mit den üblichen Unterlagen unter Angabe des frühesten Einstellungstermins an die o. g. Dienststelle der Wasser- und Schiffsamtsverwaltung zu richten.

Für interessante Tätigkeiten im Stahlwasserbau (Bau eines großen Kulturwehres im Rhein mit kleiner Schleuse, 4 Öffnungen à 45 m, Stauhöhe über Sohle 8 m) und für weitere wasserbauliche Arbeiten am Oberrhein

1 Diplom-Ingenieur (TH) mehrere Tiefbauingenieure (HTL)

zum sofortigen Eintritt gesucht.

Vergütung erfolgt nach TO. A.

Wasser- und Schiffsamtsdirektion Freiburg,
Eisenbahnstr. 41

WUPPERTALER STADTWERKE AG
suchen einen

Tiefbauingenieur (HTL)

für Planungsaufgaben bzw. Bauleitung.

Die Vergütung richtet sich nach den Vergütungsgruppen V a/IV b der Vergütungsordnung für Bedienstete des öffentlichen Dienstes. Ortszuschlag Ortsklasse S und zusätzliche Altersversorgung (ZVK).

Probezeit 6 Monate.

Bewerbungen mit den üblichen Bewerbungsunterlagen (handgeschriebener Lebenslauf, Darstellung des bisherigen beruflichen Werdeganges, Lichtbild, Zeichenproben) bitten wir an die

Wuppertaler Stadtwerke AG, Wuppertal-Barmen, Rathaus, zu richten.

Dr.-Ing.

mit über 20jähriger Konstruktionspraxis auf allen Gebieten des Ingenieurbaues wünscht ein eingeführtes Ingenieurbüro zu übernehmen oder sich an einem solchen zu beteiligen.

Angebote erbeten unter „Der Bauingenieur 1170“ an die Anzeigenabteilung des Springer-Verlages, Berlin-Wilmersdorf, Heidelberger Platz 3.

Diplom-Ingenieur (Bau)

49 — 25 Jahre Praxis — steht für neue Aufgaben kurzfristig zur Verfügung.

Angebote unter „Der Bauingenieur 1171“ an die Anzeigenabteilung des Springer-Verlages, Berlin-Wilmersdorf, Heidelberger Platz 3.

Neue Prospekte und Druckschriften

Interessenten an nachstehenden Druckschriften bitten wir, diese unter Hinweis auf „Der Bauingenieur“ direkt bei den genannten Firmen anzufordern

Abdeckroste

Steinhaus GmbH., Mülheim/Ruhr, Platanenallee 46.

Prospektblatt „SERPENTI-Abdeckroste“ (DIN A 4, 2 S.).

Die Roste lassen sich verwenden als Zwischendecken, Bühnenbeläge, Laufstege, Treppenstufen, Fenstergitter und v. a. m.

Baumaschinen

DELMAG — Maschinenfabrik Reinhold Dornfeld, Eßlingen/Neckar.

In der in zwangloser Reihenfolge erscheinenden DELMAG-Post, Sommer 1960, sind mehrere Beiträge („Was ist Schlagverstäubung?“, „Der DELMAG-Aufsteckmäkler“, „Meißelarbeit unter Wasser“), sowie „Kleine Hinweise und Kniffe für den Rammführer“ enthalten, die jeden Baufachmann interessieren.

Heiztechnik

Schröter KG., Rudersberg/Württ.

Prospekt „Schröter-Luftheizer“ (DIN A 4, 4 S.).

Luftheizung ist die ideale Heizmethode für industrielle Großräume. Der mehrfarbige Prospekt gibt eine gute Übersicht über die Leistungen, Abmessungen und Gewichte der lieferbaren Heizapparate.

Prospekt „Schröter-Luftherhitzer“ (DIN A 4, 4 S.).

Diese Apparate dienen der Lufterwärmung in Lüftungs-, Klima- und Luftheizungsanlagen. Der Prospekt enthält die Leistungen, Abmessungen und Gewichte der lieferbaren Apparate.

Prospekt „Schröter-Ölheizter“ (DIN A 4, 2 S.).

Ölheizungen sind sparsam im Brennstoffverbrauch, benötigen fast keine Bedienung und gestatten eine individuelle Temperaturregelung.

Prospekt „Lufttüren stoppen Kaltluft“ (DIN A 4, 2 S.).

Lufttüren schützen gegen Belästigung durch Zugluft, verhindern das Auskühlen der Räume, sparen Heizungskosten, sie sind abschirmende, unsichtbare Luftvorhänge.

Prospekt „Schröter-Dachlüfter“ (DIN A 4, 2 S.).

Dachlüfter garantieren unabhängig von Witterungsverhältnissen den erforderlichen Luftwechsel.

Industrieböden

Stelcon Aktiengesellschaft, Essen, Alfredstr. 98.

Sammelprospekt „Stelcon-Industrieböden aus Hartbeton und Stahl“ (DIN A 5, 16 S.).

In der reich bebilderten Druckschrift wird auf das gesamte Fabrikationsprogramm an Industrieböden, wie Großflächenplatten, Schlachthausbodenplatten, Ankerplatten usw. hingewiesen.

In den drei Einzelprospekten „Stelcon-Großflächenplatten“, „Stelcon-Schlachthaus-Bodenplatten“ und „Stelcon-Ankerplatten“ werden die Einbauweise und die unterschiedlichen Verwendungszwecke der o. g. Bodenplatten besprochen.

Kunststoffe

Robert Loch, Heilsbronn üB. Ansbach/Mfr., Fürther Str.

Prospekt: „Norovin-Folie Blau“ (DIN A 4, 4 S.).

Die Folie läßt sich verwenden als Schutzmittel gegen Witterungseinflüsse jeder Art, gegen aufsteigende Feuchtigkeit und gegen Grundwasser, als Hilfsmittel in Zwischendecken und an Rieselstellen, als Abdeckmaterial u. a. m.

Lufttechnische Anlagen

Alfred Teves, Maschinen- und Armaturenfabrik K.-G., Frankfurt/Main.

5 Prospekte über Klimageräte:

„Ate-Klimageräte T-HKM und T-HKMF“ für Raumgrößen von ca. 80—180 m³.

„Ate-Klimageräte S-HKM und S-HKMF“ für Raumgrößen von ca. 120—1800 m³.

„Ate-Fahrbares Entlüftergerät EFS“.



IM AUGE BEHALTEN

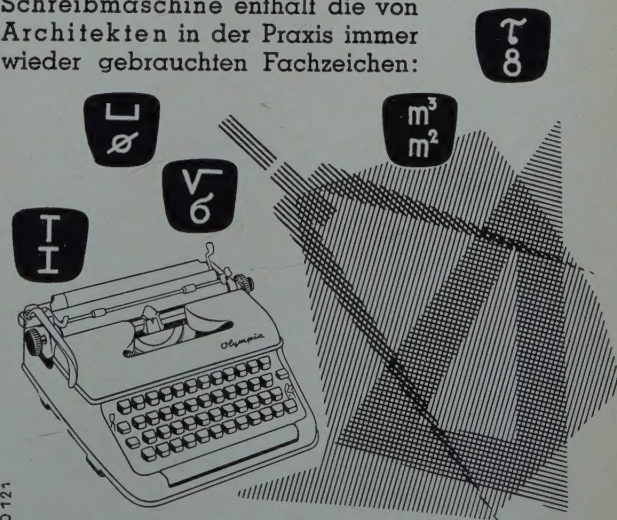
Fordern Sie kostenlose CERESIT-Informationsschriften. Der CERESIT-BERATER stellt seine jahrzehntelangen Erfahrungen in Einsatz und Anwendung von chemischen Baustoffen in Ihren Dienst.

WUNNERSCHER BITUMEN-WERKE GMBH · UNNA

Olympia

vorteilhaft mit der
Spezialtastatur für
Architekten

Die Spezialtastatur der OLYMPIA-Schreibmaschine enthält die von Architekten in der Praxis immer wieder gebrauchten Fachzeichen:



Handschriftliche Eintragungen und viele Anschläge werden durch die Spezialtastatur eingespart.

Ausführliche Druckschriften sendet Ihnen

OLYMPIA WERKE AG.
WILHELMSHAVEN



Ministerium Lima (Peru)

23 Geschosse, Höhe 86 m, Stahlkonstruktion = 3100 t

Entwurf: M · A · N, Lieferung: M · A · N, GHH, Krupp

Montage: M · A · N

M · A · N

VERWALTUNGSBAUTEN · GESCHÄFTSHÄUSER

INDUSTRIEBAUTEN · FLUGZEUGHALLEN

BAHNHOFSHALLEN · STAHLFUNDAMENTE

MASCHINENFABRIK AUGSBURG - NÜRNBERG AG. WERK GUSTAVSBURG